

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ УКРАИНЫ

**ХАРЬКОВСКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
ГОРОДСКОГО ХОЗЯЙСТВА ИМЕНИ А. Н. БЕКЕТОВА**

**МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
К ВЫПОЛНЕНИЮ**

**РАЗДЕЛА «ОСНОВАНИЯ И
ФУНДАМЕНТЫ»
ДИПЛОМНОГО ПРОЕКТА**

*(для студентов всех форм обучения
направления подготовки 6.060101 – Строительство)*

ХАРЬКОВ – ХНУГХ им. А. Н. Бекетова – 2015

Методические указания к выполнению раздела «Основания и фундаменты» дипломного проекта (для студентов всех форм обучения направления подготовки 6.060101 – Строительство) / Харьков. нац. ун-т гор. хоз-ва им. А. Н. Бекетова; сост.: О. В. Кичаева, К. В. Спиранде, С. В. Табачников, В. Е. Найденова. – Харьков : ХНУГХ им. А.Н. Бекетова, 2015. – 71 с.

Составители: О. В. Кичаева, К. В. Спиранде, С. В. Табачников,
В. Е. Найденова.

Рецензент: к.т.н., доц. А. В. Самородов

Рекомендовано кафедрой механики грунтов, фундаментов и инженерной геологии, протокол № 13 от 23.03.2015

СОДЕРЖАНИЕ

Общие сведения	4
Основные понятия	5
Пояснения к выполнению раздела «Основания и фундаменты» в составе дипломного проекта	6
1. Сбор нагрузок	7
1.1 Нагрузки и воздействия, учитываемые в расчетах	7
1.2 Сочетания нагрузок	9
1.3 Сбор нагрузок на фундаменты бескаркасного многоэтажного здания.....	9
1.4 Сбор нагрузок на фундаменты одноэтажного промышленного здания с крана.....	17
1.5 Сбор нагрузок на фундаменты многоэтажного каркасного сооружения.....	26
2 Оценка инженерно–геологических условий строительной пло- щадки	30
2.1 Определение показателей для глинистых грунтов	31
2.2 Определение показателей для песчаных грунтов	31
3 Выбор глубины заложения фундаментов, сооружаемых в откры- том котловане	32
3.1 Общие положения	32
3.2 Определение глубины заложения фундамента колонны	34
4 Определение размеров подошвы фундамента мелкого заложе- ния (на естественном основании).....	34
4.1 Общие положения	34
4.2 Алгоритм расчета	36
4.3 Определение осадки методом послойного суммирования	37
5 Проверка прочности подстилающего слоя и корректирование размеров подошвы фундамента	41
6 Конструирование фундамента.....	42
7 Расчет фундамента на продавливание.....	45
7.1. Общие положения	45
7.2 Расчет по 1-й схеме (фундамент с развитым подколонником)..	46
7.3 Расчет по 2-й схеме (фундамент с развитой плитной частью)..	46
8 Армирование фундамента.....	49
9 Расчет и проектирование свайных фундаментов.....	51
9.1 Общие положения	51
9.2 Расчет свайных фундаментов по несущей способности	52
9.3 Расчет свайных фундаментов по деформациям	56
10 Техничко–экономическое сравнение вариантов фундаментов ...	60
Приложение А.....	62
Приложение Б.....	63
Приложение В.....	67
Приложение Г.....	70
Список источников информации.....	71

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Затраты на устройство фундаментов в зависимости от инженерно-геологических условий строительной площадки, размеров и массы сооружения в среднем составляют 10% от общих затрат на строительство, в неблагоприятных условиях доля затрат может возрасти до 30% и более.

Надежность фундаментов зависит от многих факторов, прежде всего, от качества исходных данных (инженерно – геологических и гидрогеологических изысканий), принципиальной особенности проектного решения, правильности выполненных расчетов оснований и конструкций, применяемой технологии строительства, качества реализации проектных решений на стройплощадке.

Геотехника является сложнейшей областью строительства, поскольку надежность фундамента во многом определяет долговечность зданий, нормальные условия их эксплуатации. Вместе с тем, мировая статистика 80% всех аварийных ситуаций связывает с недостатками и ошибками при проектировании, строительстве и эксплуатации оснований и фундаментов. Следствием нарушения нормальной работы оснований и фундаментов является развитие недопустимых деформаций или потеря устойчивости сооружения. Затраты на устранение данных негативных явлений сопоставимы с начальной стоимостью строительства.

Таким образом, знание дисциплин, входящих в понятие «геотехника»: инженерной геологии, механики грунтов, оснований и фундаментов является важнейшей частью подготовки инженера-строителя.

Фундаменты, являющиеся обязательной частью любого здания и большинства сооружений, значительно отличаются по своей работе от остальных строительных конструкций. Их основная задача – обеспечить передачу нагрузки от сооружения на грунты основания, которые в большинстве случаев являются слабым природным материалом по сравнению с материалом конструкций здания. Под воздействием нагрузок грунт в основном работает на сжатие и на сдвиг, что приводит к деформациям оснований и осадкам зданий.

В целом задача проектирования во многом состоит в «приспособлении» сооружения к геологическим условиям площадки строительства и в комплексном рассмотрении системы «основание – фундамент – сооружение».

В основу проектирования оснований и фундаментов заложены следующие принципы:

- проектирование оснований сооружений по предельным состояниям;
- учет совместной работы «основание – фундамент – сооружение»;
- комплексный учет факторов при выборе типа фундаментов, несущего и подстилающего слоев, а именно: инженерно-геологических условий площадки строительства, особенностей сооружения и чувствительности его несущих конструкций к неравномерным осадкам, а также методов выполнения работ по подготовке оснований и устройству фундаментов.

ОСНОВНЫЕ ПОНЯТИЯ

Основанием называется напластование грунтов, воспринимающее давление от сооружения. Основания подразделяются на **естественные** и **искусственные** (улучшенные), в том числе техногенные.

Естественное основание – это природный грунт, на котором возможно устройство фундаментов без проведения каких-либо мероприятий по улучшению свойств грунта. Слой грунта, залегающий непосредственно под подошвой фундамента, называется **несущим**, остальные, расположенные ниже несущего слоя, – **подстилающими**.

Искусственные основания выполняются заменой естественного грунта или посредством улучшения его свойств.

Фундаментом называется заглубленная в грунт конструкция, передающая нагрузки и воздействия от здания (сооружения) на основание.

В строительстве применяют фундаменты нескольких типов:

1) **фундаменты на естественном основании (мелкого заложения)**, возводимые в открытых котлованах, глубина которых обычно не превышает 3 ... 4 м. Они передают нагрузку от надземной части сооружения через **подошву** (нижнюю опорную часть фундамента). К ним относятся **ленточные** фундаменты под несущие стены и ряды колонн, **столбчатые** фундаменты под пилоны и колонны; сплошные плиты – под всю площадь сооружения или его часть;

2) **свайные** фундаменты, посредством которых нагрузка от сооружений передаётся на слои относительно глубоко залегающих грунтов, которые зачастую обладают лучшими свойствами, чем покровные отложения. **Свая** – это вертикальный или наклонный стержень различного сечения по размеру и форме, различной длины, выполняемый из дерева, бетона, железобетона, металла. Если свая опирается на малодеформируемый грунт (скалу), то её называют **свайей** – **стойкой**. Если свая имеет вертикальные перемещения под действием нагрузки от сооружения, то она носит название **висячей**. Обычно сваи объединяют в группы посредством особой балочной системы, которая называется **ростверком**.

3) **фундаменты глубокого заложения** (столбы, плиты), которые позволяют передавать нагрузки на плотные слои грунтов, скалу на глубине несколько десятков метров в сложных инженерно – геологических условиях. Такие фундаменты передают значительные вертикальные нагрузки и служат опорой под уникальные сооружения: высотные здания, атомные реакторы, доменные печи, зерновые элеваторы, насосные станции, опоры мостов, станции метро.

Геотехника – это область знаний, в сферу которой входят различные технические дисциплины, связанные с использованием грунтов в качестве основания сооружений; среды, вмещающей сооружения; материала, из которого возводятся сооружения; технологией производства работ. Фундаментостроение является одним из разделов геотехники.

Геотехнический мониторинг – это система слежения за изменяющимися от строительных воздействий параметрами геологической среды (оснований зданий).

Вариантное проектирование – это процесс, предваряющий стадию рабочего проектирования, включающий в себя учет многих факторов, влияющих на выбор и устройство типа и конструкций фундаментов и выбор оптимального решения оснований и фундаментов для данного конкретного случая.

ПОЯСНЕНИЯ К ВЫПОЛНЕНИЮ РАЗДЕЛА «ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ» В СОСТАВЕ ДИПЛОМНОГО ПРОЕКТА

Раздел «Основания и фундаменты» в дипломном проекте состоит из расчетно-пояснительной записки и чертежей.

Исходными данными для проектирования служат: инженерно-геологические условия строительной площадки; наименование, план здания, архитектурные эскизы, генеральный план; абсолютные отметки устьев скважин.

Проектирование оснований и фундаментов состоит из следующих этапов:

- составление характеристики здания;
- сбор и оценка нагрузок;
- анализ инженерно-геологических условий;
- определение глубины заложения фундамента и выбор типа фундамента;
- расчет оснований по II группе предельных состояний (обязательно) и по I группе в случае необходимости;
- расчет конструкций фундаментов по I группе предельных состояний;
- планирование мероприятий по проведению работ и сохранению или улучшению свойств грунтов оснований.

Студент должен выполнить расчет нескольких вариантов фундаментов (в соответствии со схемой здания и указаниями руководителя дипломного проекта):

- фундамент на естественном основании (мелкого заложения);
- свайный фундамент (забивные или буровые сваи);
- плитный фундамент;
- выполнить технико-экономическое сравнение вариантов фундаментов и принять обоснованное решение об окончательном устройстве того или иного типа фундаментов.

Расчетно-пояснительная записка включает в себя все необходимые расчеты и эскизы формата А4. Чертеж включает в себя: схему расположения фундаментов здания, опалубочные и арматурные чертежи вариантов фундаментов (план, разрез), арматурные изделия, схему расположения скважин, инженерно-геологический разрез с размещенными на нем вариантами фундаментов, спецификации, примечания. Чертежи к разделу проекта – 2-3 листа формата А1.

1 СБОР НАГРУЗОК

1.1 Нагрузки и воздействия, учитываемые в расчетах

Нагрузки и воздействия на основания, передаваемые фундаментами зданий и сооружений или их отдельных элементов, как правило, должны устанавливаться расчетом, исходя из рассмотрения совместной работы здания (сооружения) и основания или фундамента и основания.

Учитываемые при этом нагрузки и воздействия на здание (сооружение) или отдельные его элементы, а также возможные их сочетания должны приниматься согласно требованиям ДБН В.1.2–2:2006 [4].

При проектировании оснований следует учитывать, что сооружение и основание находятся в тесном взаимодействии. Под влиянием нагрузок от фундаментов основание деформируется, а это в свою очередь вызывает перераспределение нагрузок за счет включения в работу надфундаментных конструкций. Характер и степень перераспределения нагрузок на основание, а следовательно, и величины дополнительных усилий в конструкциях сооружения, зависят от вида, состояния и свойств грунтов, характера их напластования, статической схемы сооружения, его пространственной жесткости и многих других факторов.

Расчет оснований по деформациям должен выполняться на основное сочетание нагрузок, включая постоянные, длительные и кратковременные переменные нагрузки, а расчет по несущей способности – на основное, а при наличии особых нагрузок – на основное и особое сочетания.

Переменные нагрузки на перекрытия и снеговые нагрузки, в соответствии с [4], могут относиться как к длительным (при учете их квазипостоянного значения), так и к кратковременным (при учете полного характеристического значения). Так, при расчетах оснований по несущей способности они учитываются как кратковременные, а при расчетах по деформациям – как длительные. Нагрузки от подвижного подъемно–транспортного оборудования в обоих случаях учитывают как кратковременные.

В расчетах оснований необходимо учитывать нагрузки от материалов и оборудования, которые размещаются непосредственно на грунте вблизи фундаментов.

Усилия в конструкциях, вызванные климатическими температурными воздействиями, при расчетах оснований по деформациям не учитываются, если расстояние между температурно–осадочными швами не превышает значений, указанных в нормах по проектированию соответствующих конструкций.

Расчетное значение нагрузки следует определять как произведение его характеристического значения на коэффициент надежности по нагрузке γ_{fn} при определении предельных значений, принимаемых для расчетов на прочность и устойчивость в соответствии с [4]. При расчетах по деформациям – на коэффициент надежности по эксплуатационному значению γ_{fe} , который для нагрузок от конструкций и грунтов, оборудования, людей, животных, складироваемых материалов и изделий принимается равным единице, для снеговой и ветровой на-

грузок – зависящий от доли времени η , на протяжении которой могут нарушаться условия второго предельного состояния, в соответствии с таблицами 8.3 и 9.3 ДБН [4].

В зданиях со статически определенной расчетной схемой на фундаменты передается нагрузка, которая собирается на колонну или стену с грузовых площадей перекрытий. Для зданий со статически неопределенной расчетной схемой нагрузка на фундамент определяется с учетом:

- а) перераспределения их за счет жесткости надземного строения;
- б) перераспределения их за счет податливости основания, то есть с учетом совместной работы основания и надземных конструкций.

Методы учета совместной работы системы «основание – фундамент – надфундаментное строение» можно разделить на 3 группы.

1. Комплексный общий расчет надземного строения, фундамента и грунтового основания.
2. Расчет оснований и фундаментов с учетом предварительно определенной жесткости здания или сооружения.
3. Использование при проектировании оснований и фундаментов корректирующих коэффициентов и рекомендаций, учитывающих особенности жесткости сооружения.

Первая группа методов рассматривает сооружение, фундамент и основание как неделимое целое, которое деформируется совместно. При этом используются различные расчетные схемы. Например, система «основание – фундамент – наземное строение» заменяется эквивалентной стержневой системой или системой конечных элементов при использовании метода конечных элементов. Используют также способ последовательных приближений, который основан на раздельных расчетах надземного строения и фундамента на податливой основе с последующим уточнением усилий и перемещений на контакте.

Вторая группа методов предполагает интегральную оценку жесткости надфундаментной конструкции и используется при расчетах конструкций на упругом основании. Например, расчет крупнопанельных зданий на неравномерные осадки основания производят, заменяя коробку здания или несущую стену балочной системой на упругом основании. Успешное применение этих методов в значительной степени зависит от верной оценки жесткости конструкции.

Третья группа методов объединяет средства оценивания совместной работы основания и верхнего строения, в которых жесткость надфундаментных конструкций учитывается примерно с помощью корректирующих коэффициентов и классификации сооружений по жесткости. Действующие нормы [5] за меру жесткости зданий и сооружений принимают отношение длины здания (или его отсека) L к его высоте H : L/H .

Здания с жесткой конструктивной схемой, имея высокую прочность и общую пространственную жесткость, обеспечивают равномерную деформацию системы «основание – верхнее строение» и допускают увеличение предельных осадок сооружений. Поэтому расчетное сопротивление грунта основания под

жестким зданием может быть повышен введением коэффициента условий работы γ_{c2} [5]. Для зданий с гибкой конструктивной схемой $\gamma_{c2} = 1$.

Кроме того, нормы [5] при назначении предельных значений деформаций оснований учитывают чувствительность зданий и сооружений к неравномерным осадкам.

При дипломном проектировании нагрузки возможно принимать без учета их перераспределения за счет податливости основания и жесткости верхнего строения. При этом сбор нагрузок на фундамент выполняют с грузовых площадей в предположении статической определенности надземных конструкций. Нагрузки на обресе фундамента подсчитываются на основании статического расчета каркаса здания. Для расчета фундаментов все вертикальные нагрузки нужно собирать на уровне обреза (собственный вес фундамента учитывается в процессе расчета основания), а моментные – на уровне подошвы фундамента.

Ниже приведены алгоритмы сбора нагрузок без учета их перераспределения за счет податливости основания и жесткости верхнего строения для зданий со следующими конструктивными схемами: многоэтажная бескаркасная, одноэтажная каркасная с крановой нагрузкой, многоэтажная каркасная. Такие схемы часто встречаются на практике.

1.2 Сочетание нагрузок

Расчет конструкций и оснований по предельным состояниям первой и второй групп следует выполнять с учетом наиболее неблагоприятных сочетаний нагрузок или соответствующих им усилий. Эти сочетания устанавливаются исходя из анализа реальных вариантов одновременного действия различных нагрузок для рассматриваемой стадии работы конструкции или основания с учетом возможности появления различных схем приложения переменных нагрузок или при отсутствии некоторых из нагрузок.

При учете сочетаний, включающих постоянные и не менее двух переменных нагрузок, расчетные значения переменных нагрузок или соответствующих им усилий следует умножать на коэффициенты сочетаний, равные: для длительных нагрузок $\psi_1 = 0,95$; для кратковременных $\psi_2 = 0,9$ (в основных комбинациях).

При учете основных сочетаний, включающих постоянную нагрузку и одну переменную, коэффициент сочетаний не учитывается.

При выполнении дипломного проекта допускается не составлять все возможные варианты сочетаний нагрузок, а сравнить 2–3 известных заранее наиболее неблагоприятных для фундаментов сочетания.

1.3 Сбор нагрузок на фундаменты бескаркасного многоэтажного здания

Несущими элементами бескаркасного здания являются стены. Нагрузка от стены на фундамент собирается с одного погонного метра. Если стена является внешней и имеет оконные проемы, то для уточнения веса стены, приходящей на 1 п.м. фундамента, нагрузка собирается на участок стены между осями

оконных проемов, а затем делится на расстояние между ними. Несущие стены воспринимают нагрузки от перекрытий, а самонесущие – только от собственного веса и ветра (если стена внешняя). На рисунке 1.1 показаны грузовые площади перекрытий для здания с продольными несущими стенами. Поперечные несущие стены в данном случае грузовых площадей не имеют.

Рассмотрим нагрузку на фундаменты от несущих стен: внешней и внутренней (нагрузка на другие фундаменты здания может быть собрана аналогично, но она будет иметь меньше составляющих). Сбор нагрузок начинаем с постоянных.

1.3.1 Вертикальные постоянные нагрузки.

а) Вес покрытия, кН:

$$N_{\text{покр. нар.}} = q_{\text{покр.}} \times A_{\text{нар.}}, \quad (1.1)$$

$$N_{\text{покр. вн.}} = q_{\text{покр.}} \times A_{\text{вн.}}, \quad (1.2)$$

где $q_{\text{покр.}}$ – вес квадратного метра покрытия, кН/м²;

$A_{\text{нар.}}$, $A_{\text{вн.}}$ – грузовые площади, соответственно, для наружной и внутренней несущих стен, м² (рис. 1.1).

При этом $A_{\text{вн.}} = [l - (d_{\text{нар.}} + d_{\text{вн.}})/2] \cdot l$, м²; $A_{\text{нар.}} = [l - (d_{\text{нар.}} + d_{\text{вн.}})/2] \cdot b$, м²;

б) вес перекрытий, кН:

$$N_{\text{пер. нар.}} = q_{\text{пер.}} \times A_{\text{нар.}} \times n; \quad (1.3)$$

$$N_{\text{пер. вн.}} = q_{\text{пер.}} \times A_{\text{вн.}} \times n, \quad (1.4)$$

где $q_{\text{пер.}}$ – вес квадратного метра перекрытия, кН/м²;

$A_{\text{нар.}}$, $A_{\text{вн.}}$ – тоже, что в формулах (1.1, 1.2);

n – количество перекрытий, которые передают нагрузку на эту стену;

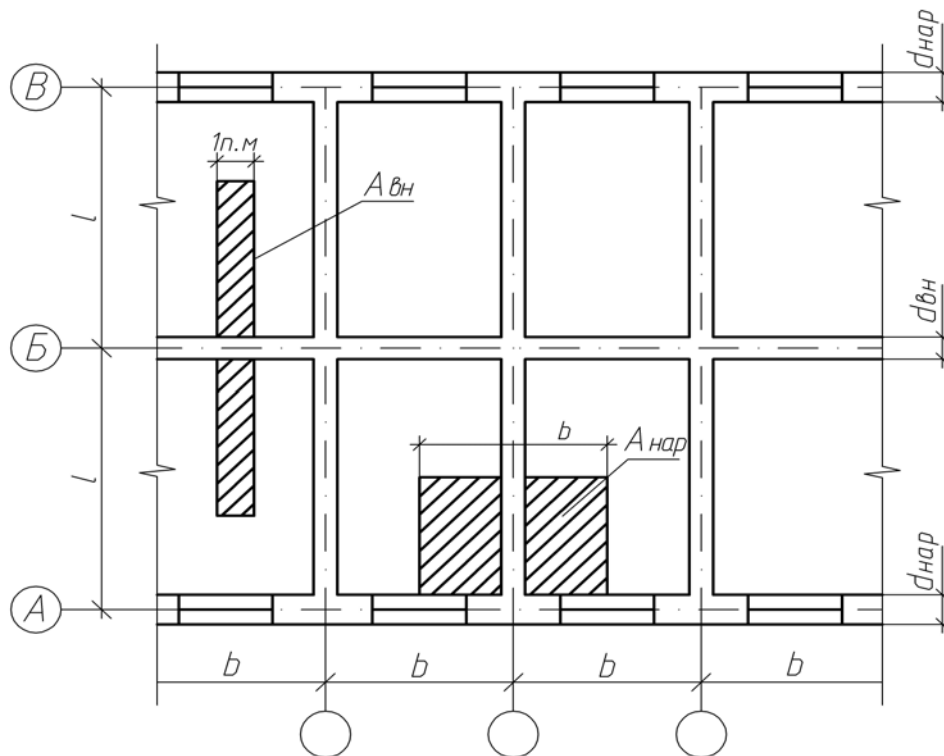


Рисунок 1.1 – Схематический план здания и определение грузовых площадей

в) вес внешней стены определяется непосредственно как сумма весов элементов стены, входящих в ее участок длиной b (рис.1.1) и высотой $H_{нар.}$ (высота внешней стены от карниза до обреза фундамента, рис. 1.2). Для кирпичной стены ее можно определить по формуле, кН:

$$N_{ст. нар.} = d_{нар.} \times (H_{нар.} \times b - S_{пр.}) \times \gamma_{ст.}, \quad (1.5)$$

где $d_{нар.}$ – толщина наружной стены, м;

$S_{пр.}$ – площадь оконных проемов на участке стены шириной b и высотой $H_{нар.}$;

$\gamma_{ст.}$ – удельный вес материала стены, кН/м³.

Для приближенных расчетов (в учебных проектах) нагрузку на внешнюю несущую стену можно собирать сразу на 1 п.м., а наличие оконных проемов учитывать путем введения понижающего коэффициента, который зависит от количества и площади окон. Но в этом случае грузовая площадь для наружной стены, так же как и для внутренней, будет иметь ширину 1 м. Например, вес внешней стены с площадью окон 40% площади стены, кН:

$$N_{ст. нар.} = d_{нар.} \times H_{нар.} \times \gamma_{ст.} \times 0,6, \quad (1.6)$$

г) вес оконного стекла, кН;

$$N_{ст. нар.} = g_{стк.} \times S_{пр.}, \quad (1.7)$$

где $g_{стк.}$ – вес квадратного метра оконного стекла, кН/м²,

д) вес внутренней стены, кН:

$$N_{ст. вн.} = d_{вн.} \times H_{вн.} \times \gamma_{ст.}, \quad (1.8)$$

где $d_{вн.}$ – толщина внутренней стены, м;

$H_{вн.}$ – высота внутренней стены, м, (см. рис. 1.2).

1.3.2 Горизонтальные постоянные нагрузки.

а) Давление грунта на стену подвала (рис. 1.2):

- равнодействующая активного давления засыпки грунта (E_A) согласно известной формуле Кулона:

$$E_A = \frac{\gamma \cdot d_b^2}{2} b \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (1.9)$$

где γ – средний удельный вес грунта засыпки, кН/м³;

d_b – глубина подвала от уровня планировки, м ;

φ – расчетное значение угла внутреннего трения грунта засыпки, град.

Так как E_A приложена выше подошвы фундамента, она будет вызывать на уровне подошвы фундамента изгибающий момент:

$$M_{грунта} = E_A \cdot h_A, \quad (1.10)$$

где h_A – плечо равнодействующей давления грунта, равное $h_A = \frac{1}{3} d_b + d_1$

(d_1 – глубина заложения фундамента ниже пола подвала), м.

1.3.3 Вертикальные переменные нагрузки.

а) Вес перегородок, кН:

$$N_{n-k, нар.} = q_{n-k} A_{нар.} n, \quad (1.11)$$

$$N_{n-k, вн.} = q_{n-k} A_{вн.} n, \quad (1.12)$$

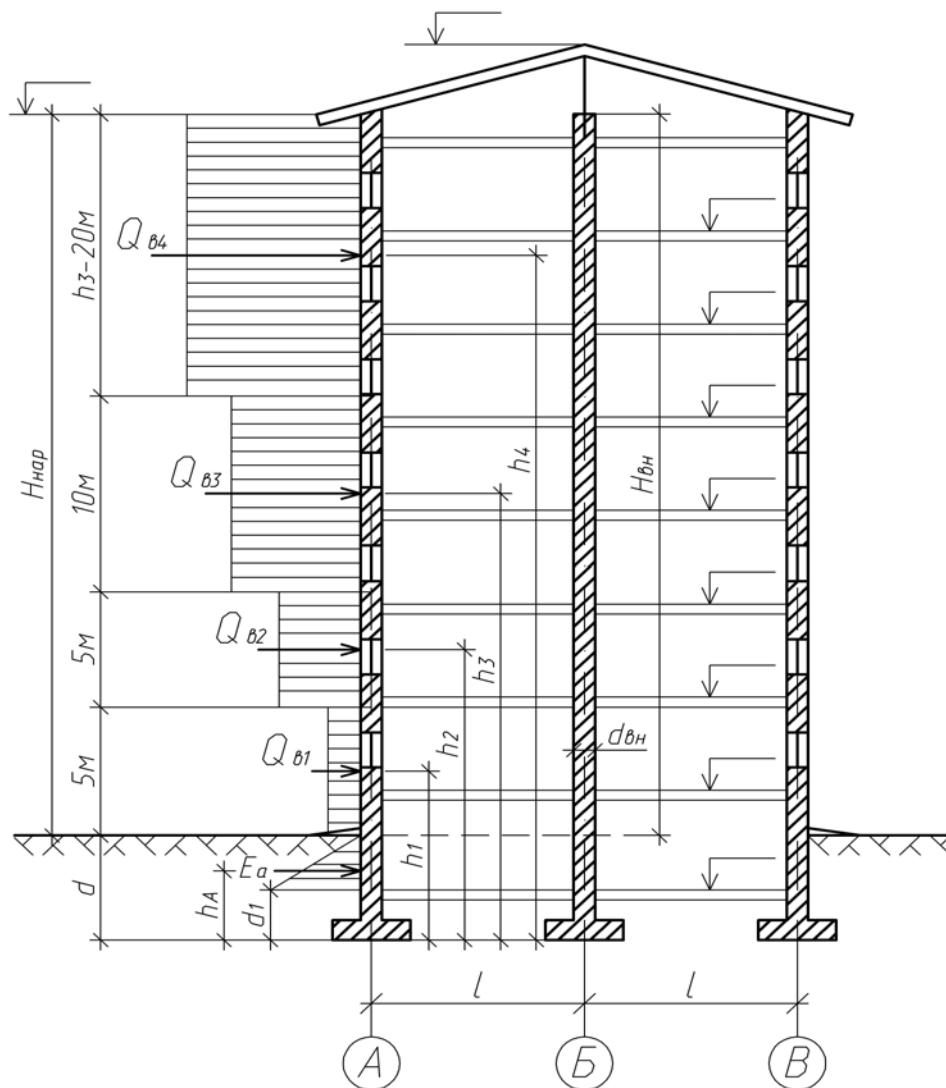


Рисунок 1.2 – Схема к определению нагрузок на фундаменты

где q_{n-k} – вес перегородок, приведенный к одному квадратному метру площади, согласно [4] следует принимать не менее $0,5 \text{ кН/м}^2$.

б) Снеговая нагрузка, кН:

$$N_{\text{сн. нар.}} = S_m A_{\text{нар.}}, \quad (1.13)$$

$$N_{\text{сн. вн.}} = S_m A_{\text{вн.}}, \quad (1.14)$$

где S_m – предельное расчетное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия вычисляется по формуле:

$$S_m = \gamma_{\text{fm}} S_0 C, \quad (1.15)$$

где γ_{fm} – коэффициент надежности по предельному значению снеговой нагрузки, определяемый в соответствии с п. 8.11 [4];

S_0 – характеристическое значение снеговой нагрузки (в Па), определяемое в соответствии с п. 8.5 [4], кН/м^2 ;

C – коэффициент, определяемый по формуле:

$$C = \mu C_e C_{\text{alt}}, \quad (1.16)$$

где μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова на поверхности земли к снеговой нагрузке на покрытие, определяемый по п. 8.7, 8.8 [4];

C_e – коэффициент, учитывающий режим эксплуатации кровли, определяемый по п. 8.9 [4];

C_{alt} – коэффициент географической высоты, определяемый по п. 8.10 [4].

в) Временная нагрузка на чердачное перекрытие, кН:

$$N_{\text{черд. нар.}} = q_{\text{черд.}} A_{\text{нар.}}, \quad (1.17)$$

$$N_{\text{черд. вн.}} = q_{\text{черд.}} A_{\text{вн.}}, \quad (1.18)$$

где $q_{\text{черд.}}$ – нагрузка на 1 м² перекрытия чердака, кН/м², которое при отсутствии более точных данных может приниматься по табл. 1.1.

г) Временная переменная нагрузка на перекрытия, кН:

$$N_{\text{пер. нар.}}^{\text{пер.}} = q A_{\text{нар.}} n \psi_n, \quad (1.19)$$

$$N_{\text{пер. вн.}}^{\text{пер.}} = q A_{\text{вн.}} n \psi_n, \quad (1.20)$$

где q – характеристическое значение равномерно распределенной нагрузки на перекрытия, кН/м², которое принимается по заданию или по таблице 2.13;

ψ_n – коэффициент снижения нагрузки, который находится в соответствии с п.п. 6.8, 6.9 [4].

Таблица 1.1 – Нормативные равномерно распределенные нагрузки на перекрытия и лестницы (табл. 6.2, [4])

Здания и помещения	Характеристические значения нагрузок, кПа (кгс/м ²)	Квазипостоянные значения нагрузок, кПа (кгс/м ²)
1	2	3
1. Квартиры жилых зданий; спальные помещения детских дошкольных учреждений и школ-интернатов; жилые помещения домов отдыха и пансионатов, общежитий и гостиниц; палаты больниц и санаториев; террасы	1,5 (150)	0,35 (35)
2. Служебные помещения административного, инженерно-технического, научного персонала организаций и учреждений; классные помещения учреждений просвещения; бытовые помещения (гардеробные, душевые, умывальные, уборные) промышленных предприятий и общественных зданий и сооружений	2,0 (200)	0,85 (85)
3. Кабинеты и лаборатории учреждений здравоохранения; лаборатории учреждений просвещения, науки; помещения электронно-вычислительных машин; кухни общественных зданий; технические этажи; подвальные помещения	Не менее 2,0 (200)	Не менее 1,2 (120)
4. Залы:		
а) читальные	2,0 (200)	0,85 (85)
б) обеденные (в кафе, ресторанах, столовых)	3,0 (300)	1,2 (120)
в) собраний и совещаний, ожидания, зрительные и концертные, спортивные	4,0 (400)	1,7 (170)
г) торговые, выставочные и экспозиционные	Не менее 4,0 (400)	Не менее 1,7 (170)

Продолжение таблицы 1.1

1	2	3
5. Книгохранилища, архивы	Не менее 5,0 (500)	Не менее 5,0 (500)
6 Сцены зрелищных учреждений	Не менее 5,0 (500)	Не менее 2,1 (210)
7 Трибуны:		
а) с закрепленными сиденьями	4,0 (400)	1,7 (170)
б) для стоящих зрителей	5,0 (500)	1,8 (180)
8 Чердачные помещения	0,7 (70)	-
9 Покрытия на участках:		
а) с возможным скоплением людей (выходящих из производственных помещений, залов, аудиторий и т.п.)	4,0 (400)	1,7 (170)
б) используемых для отдыха	1,5 (150)	0,6 (60)
в) прочих	0,5 (50)	-
10 Балконы (лоджии) с учетом нагрузки:		
а) полосовой равномерной на участке шириной 0,8 м вдоль ограждения балкона (лоджии)	4,0 (400)	1,7 (170)
б) сплошной равномерной на площади балкона (лоджии), воздействие которой более неблагоприятное, чем определяемое по поз.10, а	2,0 (200)	0,85 (85)
11 Участки обслуживания и ремонта оборудования в производственных помещениях	Не менее 1,5 (150)	-
12 Вестибюли, фойе, коридоры, лестницы (с относящимися к ним проходами), примыкающие к помещениям, указанным в позициях:		
а) 1, 2 и 3	3,0 (300)	1,0 (100)
б) 4, 5, 6 и 11	4,0 (400)	1,7 (170)
в) 7	5,0 (500)	2,1 (210)
13 Перроны вокзалов	4,0 (400)	1,7 (170)
14 Помещения для скота:		
мелкого	Не менее 2,0 (200)	Не менее 0,85 (85)
крупного	Не менее 5,0 (500)	Не менее 2,1 (210)
<p>Примечание 1. Нагрузки, указанные в поз. 8, следует учитывать на площади, не занятой оборудованием и материалами.</p> <p>Примечание 2. Нагрузки, указанные в поз. 9, следует учитывать без снеговой нагрузки.</p> <p>Примечание 3. Нагрузки, указанные в поз. 10, следует учитывать при расчете несущих конструкций балконов (лоджий) и участков стен в местах защемления этих конструкций. При расчете нижележащих участков стен, фундаментов и оснований нагрузки на балконы (лоджии) следует принимать равными нагрузкам примыкающих основных помещений зданий и снижать их с учетом указаний 6.8 и 6.9.</p> <p>Примечание 4. Характеристические и квазипостоянные значения нагрузок для зданий и помещений, указанных в поз. 3, 4,г, 5, 6, 11 и 14, следует принимать по строительному заданию на основании технологических решений.</p>		

1.3.4 Горизонтальные переменные нагрузки

а) Нагрузки от ветра:

На рисунке 1.2 показана схема действия ветровой нагрузки на вертикальную стену. Согласно [4], она возрастает участками с высотой. В пределах каж-

дого участка считаем ветровую нагрузку равномерно распределенной по площади. Результирующая сосредоточенная сила для каждого участка равна, кН:

$$Q_{\varepsilon 1} = W_0 C_1 A_{\varepsilon 1}, \quad (1.21)$$

$$Q_{\varepsilon 2} = W_0 C_2 A_{\varepsilon 2}, \quad (1.22)$$

$$Q_{\varepsilon 3} = W_0 C_3 A_{\varepsilon 3}, \quad (1.23)$$

$$Q_{\varepsilon 4} = W_0 C_4 A_{\varepsilon 4}, \quad (1.24)$$

где W_0 – характеристическое значение ветрового давления, которое принимается для заданного района в соответствии с указаниями п. 9.6 [4];

C_i – коэффициент ($i = 1, 2, 3, 4$), определяемый по формуле:

$$C_i = C_{aer} C_{h.i} C_{alt} C_{rel} C_d, \quad (1.25)$$

где C_{aer} – аэродинамический коэффициент, определяемый по 9.8 [4];

$C_{h.i}$ – коэффициент высоты сооружения, определяемый по 9.9 с учетом изменения №1 [4];

C_{alt} – коэффициент географической высоты, определяемый по 9.10 [4];

C_{rel} – коэффициент рельефа, определяемый по 9.11 [4];

C_{dir} – коэффициент направления, определяемый по 9.12 [4];

C_d – коэффициент динамичности, определяемый по 9.13 с учетом изменения №1 [4].

$A_{\varepsilon 1}, A_{\varepsilon 2}, A_{\varepsilon 3}, A_{\varepsilon 4}$ – вертикальные грузовые площади, m^2 , равные:

$A_{\varepsilon 1} = A_{\varepsilon 2} = b \cdot 5, A_{\varepsilon 3} = b \cdot 10, A_{\varepsilon 4} = b \cdot (H_{нар.} - 20)$ (см. рис. 2.2).

Горизонтальная ветровая нагрузка перераспределяется за счет жесткости верхнего строения и податливости оснований и передается на фундаменты в виде изгибающих моментов, поперечных и продольных сил.

В дипломном проектировании допускается приближенная методика определения влияния ветровых нагрузок на фундаменты наружных стен по следующему алгоритму:

1) определяются моменты от каждой составляющей нагрузки относительно центра тяжести подошвы фундамента (в предположении, что «стена – консольная балка», жестко защемленная в грунте), кНм:

$$M_{\varepsilon 1} = Q_{\varepsilon 1} h_1, \quad (1.26)$$

$$M_{\varepsilon 2} = Q_{\varepsilon 2} h_2, \quad (1.27)$$

$$M_{\varepsilon 3} = Q_{\varepsilon 3} h_3, \quad (1.28)$$

$$M_{\varepsilon 4} = Q_{\varepsilon 4} h_4, \quad (1.29)$$

где h_1, h_2, h_3, h_4 – плечи сил $Q_{\varepsilon 1}, Q_{\varepsilon 2}, Q_{\varepsilon 3}, Q_{\varepsilon 4}$ относительно подошвы фундамента (рис. 1.2);

2) определяется суммарный момент от ветровой нагрузки, кНм:

$$M_{\varepsilon} = M_{\varepsilon 1} + M_{\varepsilon 2} + M_{\varepsilon 3} + M_{\varepsilon 4}, \quad (1.30)$$

3) считая, что суммарный момент догружает наружную стену, находящуюся с подветренной стороны дома, определяется вертикальная нагрузка от нее на фундамент, кН:

$$N_{\varepsilon} = M_{\varepsilon} / (2 \cdot l), \quad (1.31)$$

где l – пролет здания (см. рис. 1.2).

Собранные нагрузки для удобства составления сочетаний целесообразно свести в таблицу, примером которой является таблица 1.2.

Следует помнить, что для внешней стены, грузовая площадь которой принята в осях оконных проемов (рис. 1.1), при суммировании продольных сил надо перейти к погонной нагрузке на фундамент, кН/м:

$$N = \sum N_{нар.} / b, \quad (1.32)$$

В связи с тем, что все переменные нагрузки передают на фундаменты вертикальные усилия, то наиболее неблагоприятным сочетанием нагрузок при такой схеме здания (рис. 1.1, 1.2) будет их сумма. В связи с этим, другие возможные сочетания опускаем.

Количество переменных нагрузок более двух, поэтому расчет их ведем с учетом коэффициентов сочетаний (считая дом жилым). Используя табл. 1.2, имеем:

$$N_{нар.} = \sum N_{i,нар.}^{пост.} + 0,95N_{п-к.нар.} + 0,9(N_{сн.нар.} + N_{в} + M_{пер.нар.}^{пер.}), \quad (1.33)$$

$$M_{нар.} = M_{грунта}, \quad (1.34)$$

$$N_{вн.} = \sum N_{i,вн.}^{пост.} + 0,95N_{п-к.вн.} + 0,9(N_{сн.вн.} + N_{в} + M_{пер.вн.}^{пер.}), \quad (1.35)$$

$$M_{вн.} = 0. \quad (1.36)$$

Таблица 1.2 – Нагрузка на фундаменты под наружную и внутреннюю стены

Вид нагрузки	Единицы измерения	Характеристическое значение нагрузки		γ_{fm}	Расчетное значение нагрузки	
		на внешн. стену	на внутр. стену		на внешн. стену	на внутр. стену
Постоянные вертикальные						
вес покрытия	кН	$N_{\text{покр.нар.}}$	$N_{\text{покр.вн.}}$	1,2	$1,2N_{\text{покр.нар.}}$	$1,2N_{\text{покр.вн.}}$
вес перекрытия	кН	$N_{\text{пер.нар.}}$	$N_{\text{пер.вн.}}$	1,1	$1,1N_{\text{пер.нар.}}$	$1,1N_{\text{пер.вн.}}$
вес стены	кН	$N_{\text{ст.нар.}}$	$N_{\text{ст.вн.}}$	1,1	$1,1N_{\text{ст.нар.}}$	$1,1N_{\text{ст.вн.}}$
вес оконного стекла	кН	$N_{\text{стк.нар.}}$	-	1,1	$1,1N_{\text{стк.нар.}}$	-
Переменные вертикальные						
вес перегородок	кН	$N_{\text{п-к.нар.}}$	$N_{\text{п-к.вн.}}$	1,3	$1,3N_{\text{п-к.нар.}}$	$1,3N_{\text{п-к.вн.}}$
вес снега	кН	$N_{\text{сн.нар.}}$	$N_{\text{сн.вн.}}$	1,4	$1,4N_{\text{сн.нар.}}$	$1,4N_{\text{сн.вн.}}$
нагрузка от ветра	кН	$N_{\text{в}}$	-	1,4	$1,4N_{\text{в}}$	-
переменная нагрузка	кН	$N_{\text{пер.нар.}}^{\text{пер.}}$	$N_{\text{пер.вн.}}^{\text{пер.}}$	п.6.7 [1]	$\gamma_{\text{fm}} N_{\text{пер.нар.}}^{\text{пер.}}$	$\gamma_{\text{fm}} N_{\text{пер.вн.}}^{\text{пер.}}$
Постоянные моменты						
от давления грунта на стену подвала	кН м	$M_{\text{грунт.}}$	-	1,15	$1,15M_{\text{грунт.}}$	-

1.4 Сбор нагрузок на фундаменты одноэтажного промышленного здания с кранами

Одноэтажное промышленное здание имеет обычно каркасную схему, в которой несущими элементами, передающими нагрузку на фундаменты, являются колонны (железобетонные или металлические). Схематический план такого здания с пролетами l_1 и шагом колонн l_2 показан на рисунке 1.3.

Рассмотрим порядок сбора нагрузок на отдельные фундаменты под среднюю и крайнюю рядовые колонны. Колонны и фундаменты воспринимают нагрузку от грузовой площади покрытия, которая показана на рисунке 1.3 для указанных колонн.

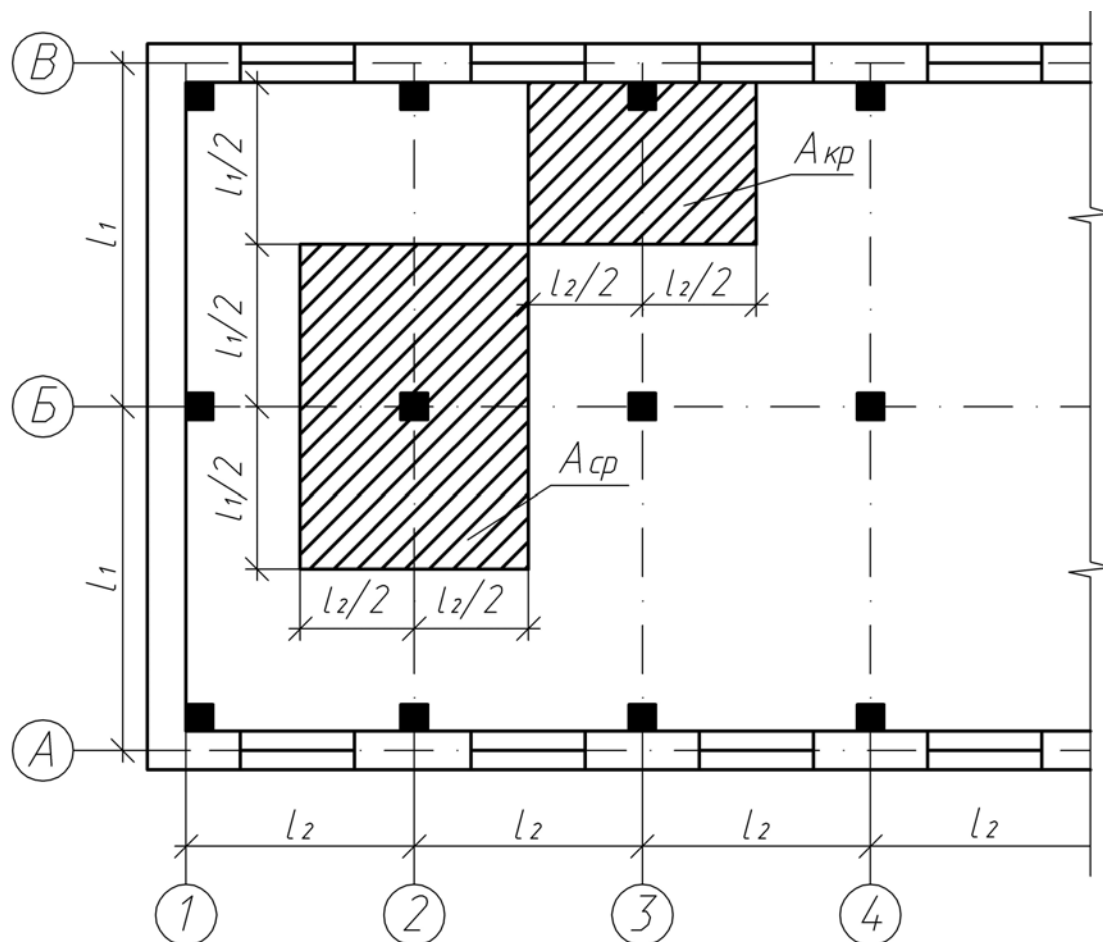


Рисунок 1.3 – Схематичный план здания и определение грузовых площадей

1.4.1 Вертикальные постоянные нагрузки.

а) Вес покрытия, кН:

$$N_{пок.,кр.} = q_{пок.} A_{кр.}, \quad (1.37)$$

$$N_{пок.,ср.} = q_{пок.} A_{ср.}, \quad (1.38)$$

где $q_{пок.}$ — вес 1 м^2 покрытия, кН/м²;

$A_{кр.}$, $A_{ср.}$ — грузовые площади соответственно для крайней и средней колонн, м², здесь $A_{кр.} = \frac{1}{2} \cdot l_1 \cdot l_2$, $A_{ср.} = l_1 \cdot l_2$ (рис. 1.3);

б) Вес стропильной фермы (балки), кН:

$$N_{ф.кр.} = N_{ф.}/2, \quad (1.39)$$

$$N_{ф.ср.} = N_{ф.}, \quad (1.40)$$

где N_{ϕ} – вес фермы (балки) по каталогу, кН (при необходимости следует учитывать и собственный вес подстропильных конструкций).

в) Вес двухветвевых железобетонных колонн, а также металлических – находится по каталогу, а для железобетонных колонн прямоугольного и таврового сечений может быть найден по формуле, кН:

$$N_{\text{кол.кр.}} = A_{\text{кол.кр.}} H_{\text{кол.кр.}} \gamma_{\text{жб.}}, \quad (1.41)$$

$$N_{\text{кол.ср.}} = A_{\text{кол.ср.}} H_{\text{кол.ср.}} \gamma_{\text{жб.}}, \quad (1.42)$$

где $A_{\text{кол.кр.}}$, $A_{\text{кол.ср.}}$ – площади поперечного сечения, соответственно колонн крайнего и среднего ряда, м²;

$H_{\text{кол.кр.}}$, $H_{\text{кол.ср.}}$ – высота колонн, м;

$\gamma_{\text{жб.}} = 25 \text{ кН/м}^3$ – объемный вес железобетона (для несущих элементов).

г) Вес подкрановой балки и подкранового пути, кН:

$$N_{\text{п.б.,кр.}} = N_{\text{п.б.}}, \quad (1.43)$$

$$N_{\text{п.б.,ср.}} = 2N_{\text{п.б.}}, \quad (1.44)$$

где $N_{\text{п.б.}}$ – вес подкрановой балки и подкранового пути, которая находится по каталогу.

д) Вес фундаментной балки, кН:

$$N_{\text{ф.б.,кр.}} = N_{\text{ф.б.}}, \quad (1.45)$$

где $N_{\text{ф.б.}}$ – вес фундаментной балки, которая находится по каталогу.

е) Вес стены может определяться:

- панельных стен – как сумма веса отдельных панелей (определенных по каталогу), которые расположены в пределах площади $l_2 \times H_{\text{ст.}}$, где $H_{\text{ст.}}$ – высота стены;
- кирпичных стен – по формуле (1.25), вместо b подставляем шаг колонн l_2 .

При приближенных расчетах вес стенового ограждения можно определить с учетом коэффициента, который зависит от количества и площади оконных проемов (как в формуле 1.6).

Так, при 40% остекления, кН:

$$N_{\text{ст.,кр.}} = q_{\text{ст.}} l_2 H_{\text{ст.}} 0,6, \quad (1.46)$$

где $q_{\text{ст.}}$ – вес 1 м² стены, кН/м².

ж) Вес остекления определяется по формуле (1.7).

1.4.2 Горизонтально действующих постоянные нагрузки в одноэтажных промышленных зданиях, как правило, не бывает, но вертикальные силы от веса стены, остекления, фундаментной и подкрановых балок приложены с эксцентриситетом относительно центра тяжести фундамента, который в большинстве случаев совпадает с центром тяжести колонны (рис. 1.4 и 1.7). Это приводит к возникновению изгибающих моментов, действующих на фундамент. В дипломных проектах для определения этих моментов следует провести статический расчет поперечной рамы здания. В некоторых случаях допускается приближенное определение указанных моментов без учета перераспределения за счет жесткости каркаса.

Например, для крайней колонны, кНм:

$$M_{ст.} = (N_{ст.,кр.} + N_{стк.,кр.} + N_{ф.б.,кр.}) \times (d_{ст.} + d_{к.}) / 2 - N_{п.б.,кр.} (0,75 - d_{к.}/2), \quad (1.47)$$

где $d_{ст.}$ – толщина стены, м;

$d_{к.}$ – поперечный размер колонны, м (рис. 1.4 и 1.7).

Для средней колонны при приближительных расчетах и равенства веса подкрановых балок в соседних пролетах можно считать, что изгибающих моментов от постоянных нагрузок не возникает.

1.4.3 Вертикальные переменные нагрузки:

а) снеговую нагрузку рассчитывают по формулам (1.13), (1.14) с учетом грузовых площадей для крайней и средней колонн;

б) при наличии в здании рабочих площадок, передающих нагрузку на рассчитываемый фундамент, учитывается полезная нагрузка на них по аналогии с формулами (1.19), (1.20);

в) крановая нагрузка (от мостовых кранов).

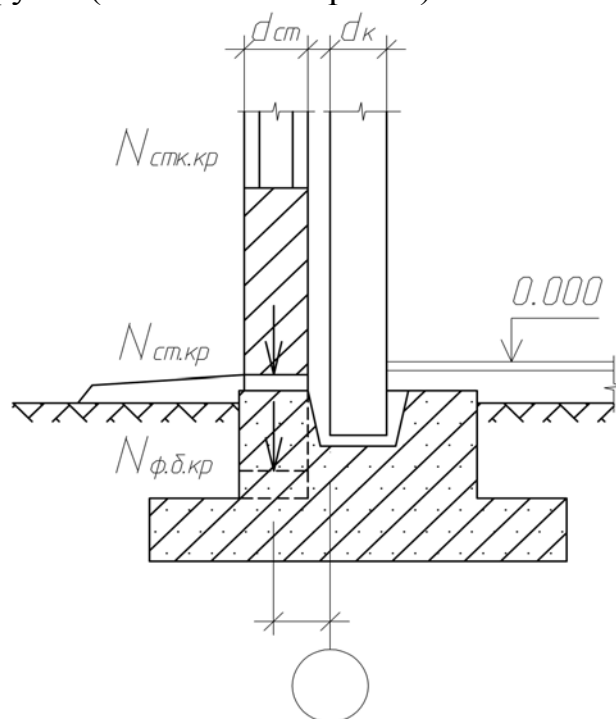


Рисунок 1.4 – Схема для расчета момента от веса стенового ограждения, веса остекления и фундаментной балки

Вертикальная крановая нагрузка – давление колеса крана, который стоит непосредственно над расчетной колонной (фундаментом). Если количество кранов в пролете два и более, то подсчитывают давление от колес двух спаренных кранов на каждом пути, которые влияют на усилие, передаваемое на указанную колонну (рис. 1.5), кН:

$$F_{\max} = F_{o,\max} \sum y \psi, \quad (1.48)$$

где $F_{o,\max}$ – максимальное характеристическое значение вертикальных нагрузок, передаваемое колесами кранов на балки кранового пути, которое следует принимать в соответствии с требованиями государственных стандартов на краны (табл. 1.3) [12];

Σy – сумма ординат линий влияния (рис. 1.5);

ψ – коэффициент сочетаний крановых нагрузок, принимаемый при учете нагрузки от двух кранов 0,85 – для групп режимов работы кранов 1К-6К; 0,95 – для групп режимов работы кранов 7К, 8К, а при учете нагрузок от четырех кранов – соответственно 0,8 и 0,7.

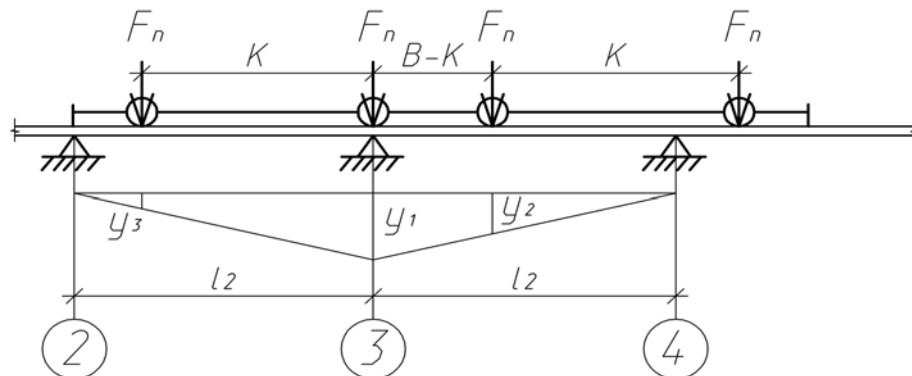


Рисунок 1.5 – Расчетная схема к определению крановой нагрузки

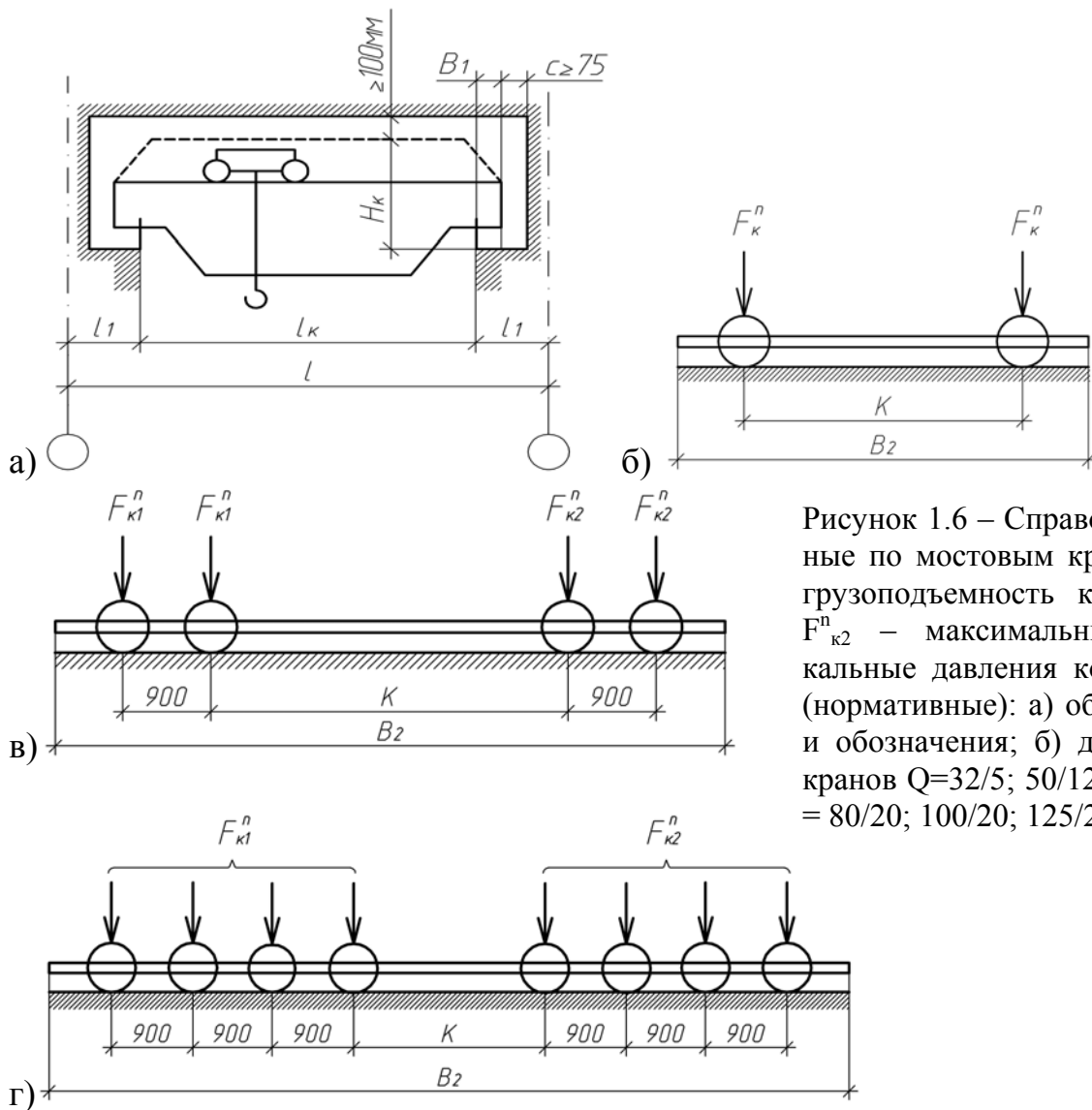


Рисунок 1.6 – Справочные данные по мостовым кранам (Q – грузоподъемность крана, F_{k1}^n , F_{k2}^n – максимальные вертикальные давления колес крана (нормативные): а) общая схема и обозначения; б) данные для кранов $Q=32/5$; $50/12,5$; в), г) $Q = 80/20$; $100/20$; $125/20$

Таблица 1.3 – Справочные данные по мостовым кранам.

Q, т	Нагрузка на главный крюк, кН	Пролет здания, l, м	Размеры, мм				Максимальное давление колеса, кН		Вес тележки, G ₁ , кН	Вес крана, с тележкой G, кН	Тип кранового рельса	Высота рельса h ₀ , мм	Высота подкрановой балки, h ₀ , мм, при шаге колонн, м	
			H _k	B _l	B ₂	K	F _{k1} ⁿ	F _{k2} ⁿ					6	12
32/5	314	24	2750	300	6300	5100	260(315)		85	343(510) 402(608) 554(715)	КР-70	120	1000	1500
		30	2750		6300	5100	280(345)							
		36	2750		6800	5600	320(380)							
50/12,5	490	24	3150	300	6860	5600	380(470)		132	475(676) 583(774) 716(843)	КР-80	130	1000	1500
		30					415(505)							
		36					455(525)							
80/20	785	24	3700	400	9100	4350	353(387)	373(397)	323(382)	1029(1137) 1176(1284) 1274(1431)	КР-100	150	1000	1600
		30	4000				373(418)	402(427)						
		36	4000				392(436)	422(446)						
100/20	980	24	3700	400	9350	4600	410(446)	439(456)	363(412)	1107(1186) 1303(1382) 1401(1431)	КР-120	170	1000	1600
		30	4000				449(476)	469(485)						
		36	4000				469(495)	489(505)						
125/20	1225	24	4000	400	9350	4600	436(479)	446(508)	382(441)	1156(1235) 1303(1431) 1500(1578)	КР-120	170	1000	1800
		30					466(508)	476(538)						
		36					485(528)	495(567)						
160/32	1570	24	4800	500	10500	1500	295(310)	304(320)	461(549)	1284(1617) 1676(1813) 1823(2009)	КР-120	170	1000	1800
		30					311(330)	321(340)						
		36					331(366)	350(370)						
200/32	1960	24	4800	500	10800	1500	358	368	549	1637 1833 2029	КР-120	170	1000	1800
		30	4800				378	387						
		36	5200				397	407						

Примечание: цифры в скобках относятся к кранам особого режима работы (7К, 8К).

Вертикальные нагрузки в зданиях с мостовыми кранами в нескольких пролетах (в каждом пролете на одном ярусе) следует принимать на каждом пути не более чем от двух наиболее неблагоприятных по крановых воздействий. При учете совмещения в одном створе кранов разных пролетов – не более чем от четырех наиболее неблагоприятных крановых воздействий.

Если в здании есть подвесные краны, то нагрузка от них подсчитывается согласно п. 7.2 [4].

Так как давление колес крана приложены с эксцентриситетом относительно центра тяжести фундамента, то необходимо рассчитать изгибающий момент, который будет действовать на фундамент. Он определяется из статического расчета рамы здания, или по приближенной формуле, кНм:

$$M_{к.,кр.} = F_{max.кр.}(0,75 + t - d_k/2), \quad (1.49)$$

$$M_{к.,ср.} = F_{max.ср.} \times 0,75, \quad (1.50)$$

где t – привязка колонны крайнего ряда к разбивочной оси здания.

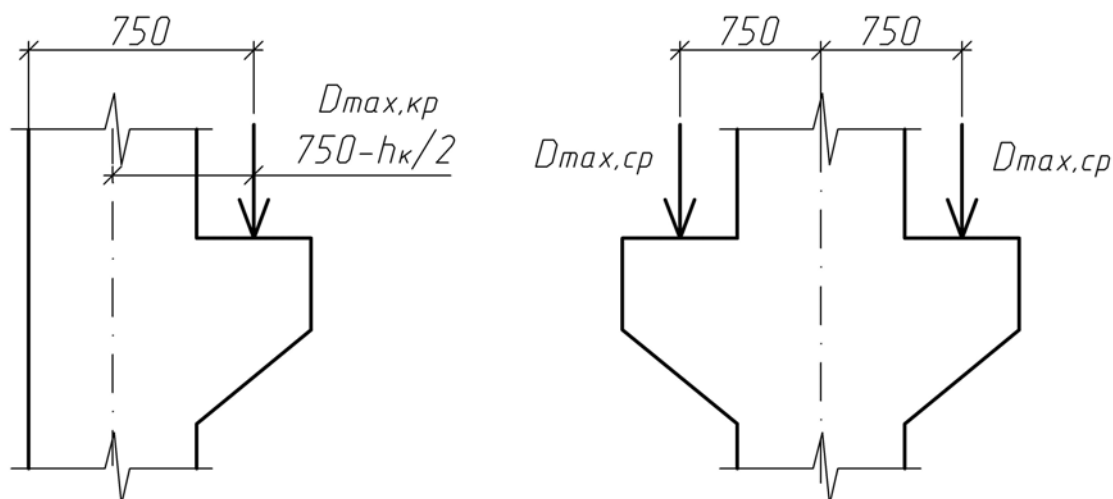


Рисунок 1.6 – Схема приложения вертикальной крановой нагрузки

1.4.4 Горизонтальные переменные нагрузки

а) Нагрузки от ветра

При расчете поперечной рамы здания необходимо определять ветровую нагрузку как с наветренной, так и с подветренной сторон здания. На стойки рамы (колонны) давление ветра может передаваться как в виде равномерно распределенного, так и сосредоточенной нагрузки (рис. 1.7).

По высоте стойки рамы равномерно распределенная ветровая нагрузка принимается приложенной до уровня нижнего пояса ригеля, а расположенная выше нагрузка заменяется сосредоточенной силой, приложенной в уровне нижнего пояса ригеля. Величина сосредоточенной силы определяется по формулам, кН:

$$W = W_0 C h_p l_2, \quad (1.51)$$

$$W' = W_0 C h_p l_2, \quad (1.52)$$

где h_p – высота от нижнего пояса ригеля до верхней линии здания.

Нагрузка на фундаменты от ветра определяется путем статического расчета рамы здания.

Допускается определять ветровую нагрузку примерно в предположении, что колонна – стержень, жестко заземленный в фундаменте со свободным верхним концом (рис. 1.7).

Здесь $h_1 = 5/2 + d$, $h_2 = 5 + 5/2 + d$, $h_3 = 10 + (H-10)/2 + d$.

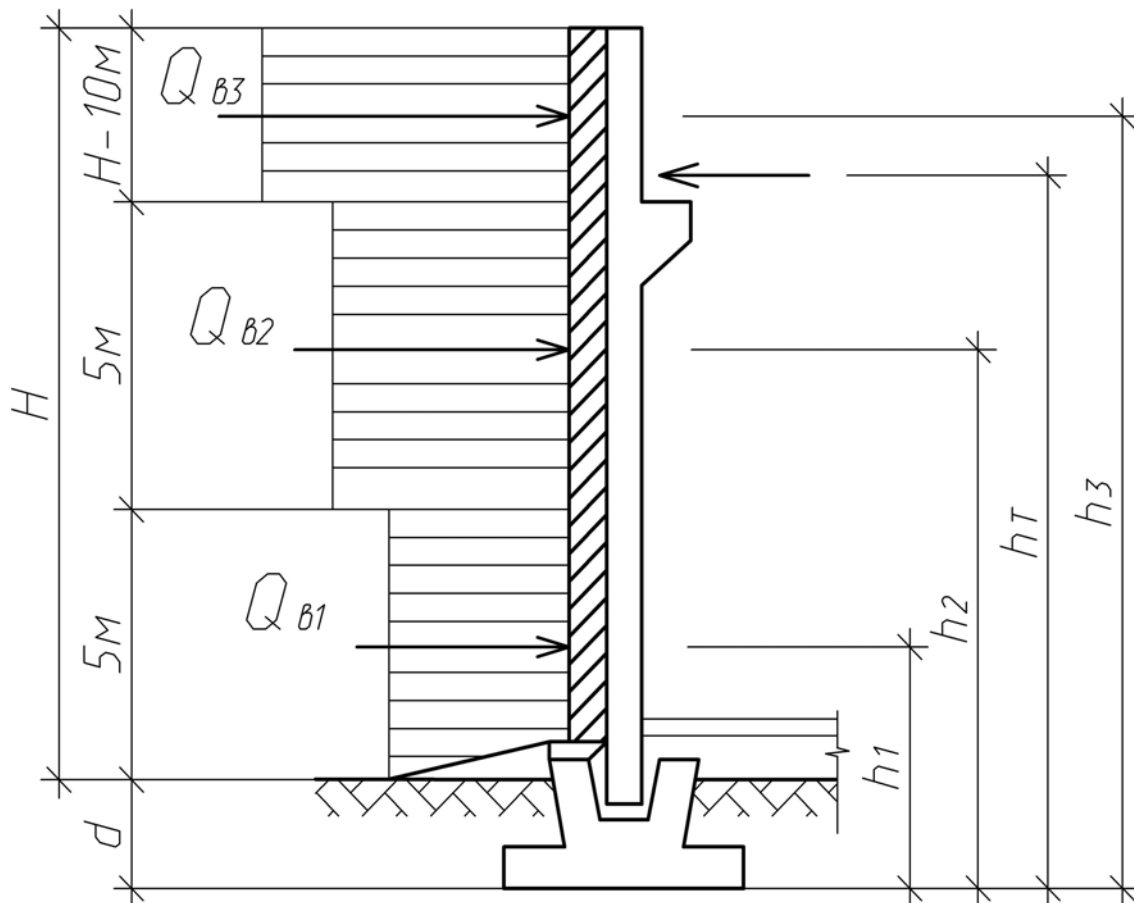


Рисунок 1.7 – Передача давления ветра на стойку рамы

В пределах каждого участка нагрузки по высоте по формулам (2.43) – (2.45) находят результирующую сосредоточенную силу, в соответствии, Q_{B1} , Q_{B2} , Q_{B3} , Q_{B4} . При этом грузовые площади для каждого из участков, m^2 :

$$A_{B1} = l_2 \times 5, \quad (1.53)$$

$$A_{B2} = l_2 \times 5, \quad (1.54)$$

$$A_{B3} = l_2 \times (H - 10). \quad (1.55)$$

Изгибающие моменты от каждой составляющей нагрузки относительно центра тяжести подошвы фундамента находят по формулам (1.26-1.29), а суммарный момент – по формуле (1.30).

б) Крановые нагрузки

Колеса мостовых кранов создают не только вертикальное давление на подкрановые рельсы, но и горизонтальное давление, вызванное торможением те-

лежки крана (поперек пролета) и торможением моста крана (вдоль пролета).

Горизонтальное давление от одного колеса крана при торможении тележки:

- для кранов с гибким подвесом груза, кН:

$$H_k = 0,05(Q + G_{ct})/n_0, \quad (1.56)$$

- для кранов с жестким подвесом груза:

$$H_k = 0,1(Q + G_{ct})/n_0, \quad (1.57)$$

где Q – грузоподъемность крана;

G_{ct} – вес тележки;

n_0 – количество колес с одной стороны крана.

Горизонтальная сила, которая передается на колонну от сил H_k (рис. 1.6):

$$H = H_k \sum y \cdot \psi, \quad (1.58)$$

где $\sum y, \psi$ – то же, что и в формуле (1.48).

Горизонтальная сила, действующая вдоль пролета (от торможения моста крана), кН:

$$P = 0,1 \times 0,05 \times F_{n,max} n_0, \quad (1.59)$$

где n_0 – то же, что и в формулах (1.56), (1.57).

При приближенных расчетах изгибающие моменты от сил H, P на уровне подошвы фундамента можно определять по формулам (рис. 2.6), кНм:

$$M_T = H \times h_T, \quad (1.60)$$

$$M_{Tn} = P \times h_T / n_n, \quad (1.61)$$

где n_n – количество колонн вдоль пролета.

Так же, как и в п. 1.3, все нагрузки на указанные фундаменты удобно свести в таблицу 1.4. В таблицу не вошли величины поперечных сил, действующих на фундаменты, так как в сооружениях данного типа горизонтальные нагрузки на фундаменты не превышают 1/10 вертикальной нагрузки, поэтому их можно не учитывать.

При выборе наиболее неблагоприятного сочетания нагрузок для фундаментов одноэтажного промышленного здания должны рассматриваться два основных сочетания:

1) максимальное значение продольной силы и соответствующее значение изгибающего момента (по абсолютной величине, независимо от направления его действия);

2) максимальное значение изгибающего момента (по абсолютной величине) и соответствующее значение продольной силы.

В дипломном проектировании фундаменты должны проверяться на действие обоих этих сочетаний. Для выбора сочетания рекомендуется начертить схему действия возможных изгибающих моментов (рис. 1.8).

Перечень нагрузок, действующих на крайнюю и среднюю колонны, приведен в таблице 1.4.

Таблица 1.4 – Сводная таблица нагрузок на фундаменты под крайнюю и среднюю колонны

Вид нагрузки	Единицы измерения	Характеристические значения нагрузок на фундамент колонн		γ_{fn}	Расчетные значения нагрузок на фундамент колонн	
		крайней	средней		крайней	средней
Постоянные вертикальные						
вес покрытия	кН	$N_{\text{покр.кр.}}$	$N_{\text{покр.ср.}}$	1,2	$1,2N_{\text{покр.кр.}}$	$1,2N_{\text{покр.ср.}}$
вес фермы (балки)	кН	$N_{\text{ф.кр.}}$	$N_{\text{ф.ср.}}$	1,05 (1,1)	$1,05N_{\text{ф.кр.}}$	$1,05 N_{\text{ф.ср.}}$
вес колонны	кН	$N_{\text{кол.кр.}}$	$N_{\text{кол.ср.}}$	1,1	$1,1 N_{\text{кол.кр.}}$	$1,1 N_{\text{кол.ср.}}$
вес подкрановой балки и подкранового рельса	кН	$N_{\text{п.б.кр.}}$	$N_{\text{п.б.ср.}}$	1,1	$1,1 N_{\text{п.б.кр.}}$	$1,1 N_{\text{п.б.ср.}}$
вес фундаментной балки	кН	$N_{\text{ф.б.кр.}}$	-	1,1	$1,1 N_{\text{ф.б.кр.}}$	-
вес стены	кН	$N_{\text{ст.кр.}}$	-	1,2	$1,2 N_{\text{ст.кр.}}$	-
вес остекления	кН	$N_{\text{скл.кр.}}$	-	1,2	$1,2N_{\text{скл.кр.}}$	-
Переменные вертикальные						
вес снега	кН	$N_{\text{сн.кр.}}$	$N_{\text{сн.ср.}}$	1,4	$1,4 N_{\text{сн.кр.}}$	$1,4 N_{\text{сн.ср.}}$
давление колес кранов	кН	$F_{\text{max.кр.}}$	$F_{\text{max.ср.}}$	1,1	$1,1 F_{\text{max.кр.}}$	$1,1 DF_{\text{max.ср.}}$
Постоянные изгибающие моменты						
момент от веса стены и других конструкций	кНм	$M_{\text{ст}}$	-	1,1	$1.1 M_{\text{ст}}$	-
Переменные изгибающие моменты						
момент от ветровой нагрузки	кН·м	$M_{\text{в.кр.}}$	$M_{\text{в.ср.}}$	1,4	$1,4 M_{\text{в.кр.}}$	$1,4 M_{\text{в.ср.}}$
момент от давления колеса крана	кН·м	$M_{\text{к.кр.}}$	$M_{\text{к.ср.}}$	1,1	$1,1 M_{\text{к.кр.}}$	$1,1 M_{\text{к.ср.}}$
момент от торможения тележки крана	кН·м	$M_{\text{т.к.р.}}$	$M_{\text{т.ср.}}$	1,4	$1,4 M_{\text{т.к.р.}}$	$1,4 M_{\text{т.ср.}}$
момент от торможения моста крана	кН·м	$M_{\text{тп.к.р.}}$	$M_{\text{тп.ср.}}$	1,4	$M_{\text{тп.к.р.}}$	$1,4 M_{\text{тп.ср.}}$

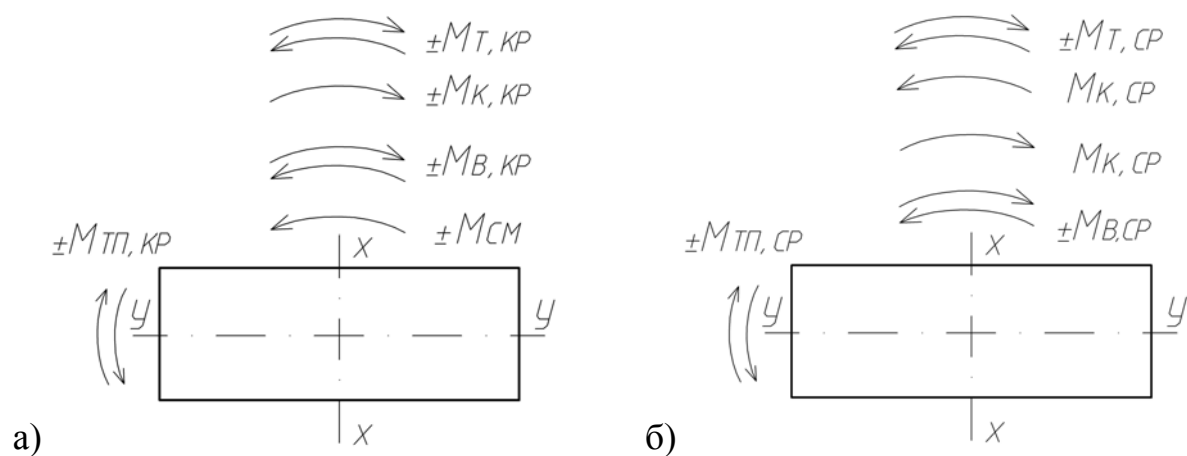


Рисунок 1.8 – Схема действия изгибающих моментов на фундаменты крайней (а) и средней (б) колонн

Составим сочетание усилий для фундамента колонны крайнего ряда. Наибольшая продольная сила будет суммой всех продольных сил, действующих на фундамент от отдельных видов нагрузки, с учетом коэффициентов сочетаний, кН:

$$N_{кр.} = \sum N_{i.кр.}^{ном.} + 0,9N_{сн.кр.} + 0,9F_{max.кр.} \quad (1.62)$$

Для того, чтобы найти соответствующее максимальное значение изгибающего момента, составим комбинацию нагрузок, которые дают максимальное положительное и отрицательное значение M .

Сочетание 1: сила торможения тележки направлена вправо (в середину пролета), ветер дует слева (рис. 1.8, а). Считая положительным направление изгибающего момента по часовой стрелке, получим, кНм:

$$M_{кр.x} = -M_{ст.} + 0,9 (M_{в.кр.} + M_{к.кр.} + M_{т.,кр.}) \quad (1.63)$$

$$M_{кр.y.} = M_{тн.кр.} \quad (1.64)$$

Сочетание 2: Сила торможения тележки крана направлена влево (с пролета), ветер справа, кНм:

$$M_{кр.x} = -M_{ст.} + 0,9 (-M_{в.кр.} + M_{к.кр.} - M_{т.,кр.}) \quad (1.65)$$

$$M_{кр.y.} = M_{тн.кр.} \quad (1.66)$$

В расчет принимается то сочетание, где абсолютное значение изгибающего момента будет наибольшим.

Для фундамента средней колонны сама продольная сила будет действовать в том случае, когда есть все (табл. 1.14) виды нагрузок и мостовые краны находятся в обоих смежных пролетах, кН:

$$N_{ср.} = \sum N_{i,ср.}^{ном.} + 0,9(N_{сн.ср.} + 2F_{max.ср.}) \quad (1.67)$$

Соответствующее значение изгибающего момента получим тогда, когда сила торможения тележки крана и ветровая нагрузка действуют в сторону того пролета, где находятся мостовые краны с большей грузоподъемностью:

$$M_{ср.,к} = 0,9 (M_{в.ср.} + M_{к.ср1.} - M_{к.ср2.} + M_{т.,ср1.}) \quad (1.68)$$

$$M_{ср.y.} = M_{тн.ср1.} \quad (1.69)$$

где $M_{к.ср.1.}$, $M_{т.ср.1.}$, $M_{тн.,ср.1.}$ – моменты от вертикального давления на колеса, торможения тележки и торможения моста крана в пролете, где находятся краны большей грузоподъемности;

$M_{к,ср.}$ – момент от давления колеса крана в противоположном пролете.

1.5 Сбор нагрузок на фундаменты многоэтажного каркасного сооружения

Рассмотрим порядок сбора нагрузок на отдельно стоящие фундаменты под среднюю и крайнюю колонны. Грузовые площади перекрытий и покрытия для таких зданий определяются так же, как и для одноэтажного каркасного здания (рис. 1.3).

1.5.1 Вертикальные постоянные нагрузки.

а) вес покрытия определяется по формулам (1.37, 1.38);

б) вес перекрытий определяется по формулам (1.3, 1.4);

в) вес внешней стены определяется в соответствии с рекомендациями п. 1.3 по формуле (1.5) с заменой величины b на шаг колонн l_2 или приблизительной формуле с учетом определенного процента остекления. Допустим, при площади окон 40% площади стены, кН:

$$N_{ст.кр.} = d_{зов.} \gamma_{ст.} l_2 H_{нар.} \cdot 0,6 ; \quad (1.70)$$

г) вес оконного стекла определяется по формуле (1.7);

д) вес внутренней стены, кН:

$$N_{ст.,ср.} = d_{вн.} \gamma_{ст.} l_2 H_{вн.} , \quad (1.71)$$

где $d_{вн.}$, $\gamma_{ст.}$, $H_{вн.}$ – то же, что и в формуле (1.8);

е) вес фундаментной балки определяется по формуле (1.45);

ж) вес ригелей (при расположении ригелей поперек пролета l_1); кН:

$$N_{р.,кр.} = N_p / 2, \quad (1.72)$$

$$N_{р.,ср.} = N_p, \quad (1.73)$$

где N_p – вес ригеля, кН, который находится по каталогу.

е) вес колонн находится по каталогу или по приближенным формулам (1.41, 1.42).

Так как вес внешней стены, фундаментной балки, а также вес ригелей и плит перекрытий (рис. 1.4) передается на крайнюю колонну с эксцентриситетом, они будут вызывать изгибающие моменты в местах передачи нагрузки. При приближенных расчетах (без учета перераспределения усилий за счет жесткости каркаса) указанные моменты можно определять по формулам:

- момент от веса внешней стены, остекление и фундаментной балки (рис. 2.4), кНм: $M_{ст.кр.} = (N_{ст.кр.} + N_{ст.,ср.} + N_{ф.б.кр.}) \times (d_{ст.} + d_k) / 2 , \quad (1.74)$

- моменты сил, действующих на консоли колонны (см. рис. 1.9), кНм:

$$M_{к.кр.} = (N_{пер.кр.} + N_{р.,кр.}) \times (h_k + l_{конс.}) / 2. \quad (1.75)$$

1.5.2 Горизонтальные постоянные нагрузки

а) давление грунта на стену подвала находится по формулам (1.9) и (1.10) с заменой расстояния между осями окон b на шаг колонн l .

1.5.3 Вертикальные временные нагрузки:

а) вес перегородок находится по формулам (1.11 – 1.12);

б) снеговая нагрузка – по формулам (1.13 – 1.16);

в) переменная нагрузка на междуэтажные и чердачные перекрытия находится по формулам (1.17 – 1.20).

От переменных нагрузок на перекрытиях, по аналогии с их собственным весом, на фундаменты будет передаваться изгибающий момент (при консольном соединении ригеля с колонной), кНм:

$$M_{к.кр.}^{тим.} = (N_{п-к,кр.} + N_{пер.кр.}^{тим.}) (h_k + l_{конс.}) / 2. \quad (1.76)$$

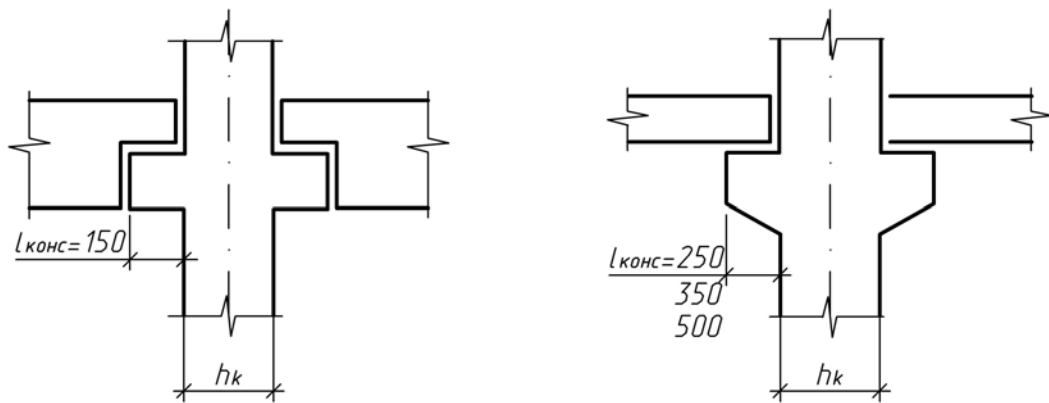


Рисунок 1.9 – Конструкции консолей железобетонных колонн

1.5.4 Горизонтальные переменные нагрузки

а) Нагрузки от ветра находят согласно рисунку 1.10 и формулам (1.21 – 1.30).

Суммарный момент от ветровой нагрузки $M_в$ при приближенных расчетах распределяют между колоннами поперечника условно, пропорционально высоте поперечного сечения колонны (h_k). При равной высоте сечения колонн, кНм:

$$M_{в.кр.} = M_{в.сер.} = M_в / n_{кол.}, \quad (1.77)$$

где $n_{кол.}$ – количество колонн в поперечнике.

Собранные нагрузки сводятся в таблицу 1.5.

Наиболее неблагоприятным сочетанием нагрузок для фундаментов многоэтажного каркасного здания будет сочетание с максимальным значением продольной силы, которое включает все возможные виды нагрузок:

$$N_{кр.} = \sum N_{i,кр.}^{пост.} + 0,95(N_{н-к.кр.} + N_{пер.кр.}^{пер.}) + 0,9N_{сн.кр.}; \quad (1.78)$$

$$N_{ср.} = \sum N_{i,ср.}^{пост.} + 0,95(N_{н-к.ср.} + N_{пер.ср.}^{пер.}) + 0,9N_{сн.ср.}. \quad (1.79)$$

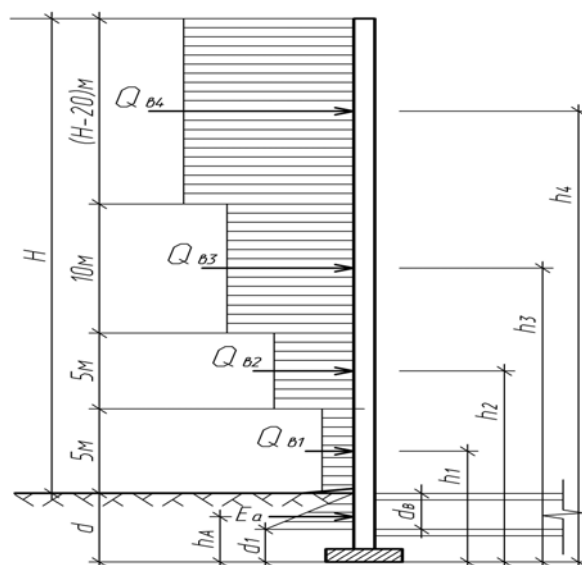


Рисунок 1.10 – Схема к определению ветровой загрузки (здесь $h_1 = 5/2 + d$, $h_2 = 5 + 5/2 + d$, $h_3 = 10 + 10/2 + d$, $h_4 = 20 + (H-20)/2 + d$)

Таблица 1.5 – Сводная таблица нагрузок на фундаменты под крайнюю и среднюю колонны

Вид нагрузок	Единицы измерения	Характеристическое значение нагрузки на фундамент колонны		γ_{fm}	Расчетное значение нагрузки на фундамент колонны	
		крайней	средней		крайний	средний
Постоянные вертикальные						
вес покрытия	кН	$N_{\text{пок.к.р.}}$	$N_{\text{пок.ср.}}$	1,2	$1,2N_{\text{пок.к.р.}}$	$1,2N_{\text{пок.ср.}}$
вес перекрытия	кН	$N_{\text{пер.кр.}}$	$N_{\text{пер.ср.}}$	1,1	$1,1 N_{\text{пер.кр.}}$	$1,1 N_{\text{пер.ср.}}$
вес внешней стены	кН	$N_{\text{ст.кр.}}$	-	1,2	$1,2N_{\text{ст.кр.}}$	-
вес остекления	кН	$N_{\text{скл.кр.}}$	-	1,2	$1,2 N_{\text{скл.кр.}}$	-
вес внутренней стены	кН	-	$N_{\text{ст.ср.}}$	1,2	-	$1,2N_{\text{ст.ср.}}$
вес фундаментной балки	кН	$N_{\text{ф.б.р.}}$	-	1,1	$1,1 N_{\text{ф.б.р.}}$	-
вес ригеля	кН	$N_{\text{р.к.р.}}$	$N_{\text{р.ср.}}$	1,1	$1,1 N_{\text{р.к.р.}}$	$1,1 N_{\text{р.ср.}}$
вес колонны	кН	$N_{\text{к.кр.}}$	$N_{\text{к.ср.}}$	1,1	$1,1 N_{\text{к.кр.}}$	$1,1 N_{\text{к.ср.}}$
Переменные вертикальные						
вес перегородок	кН	$N_{\text{п-к.кр.}}$	$N_{\text{п-к.ср.}}$	1,2	$1,2 N_{\text{п-к.кр.}}$	$1,2 N_{\text{п-к.ср.}}$
вес снега	кН	$N_{\text{сн.кр.}}$	$N_{\text{сн.ср.}}$	1,4	$1,4 N_{\text{сн.кр.}}$	$1,4 N_{\text{сн.ср.}}$
полезная нагрузка на перекрытия	кН	$N_{\text{пер.кр.}}^{\text{пер.}}$	$N_{\text{пер.ср.}}^{\text{пер.}}$	п.6.7 [1]	$\gamma_{fm} N_{\text{пер.кр.}}^{\text{пер.}}$	$\gamma_{fm} N_{\text{пер.ср.}}^{\text{пер.}}$
Постоянные изгибающие моменты						
Время от веса внешней стены, остекление и фундаментной балки	кН·м	$M_{\text{ст.кр.}}$	-	1,2	$1,2 M_{\text{ст.кр.}}$	-
момент от давления грунта на стену подвала	кН·м	$M_{\text{грунту}}$	-	1,15	$1,15 M_{\text{грунту}}$	-
момент от сил, действующих на консоли колонн	кН·м	$M_{\text{к.кр.}}$	$M_{\text{мк.ср.}}$	1,1	$1,1 M_{\text{к.кр.}}$	$1,1M_{\text{мк.ср.}}$
Переменные изгибающие моменты						
момент от ветровой нагрузки	кН·м	$M_{\text{в.кр.}}$	$M_{\text{в.ср.}}$	1,4	$1,4 M_{\text{в.}}$	$1,4 M_{\text{в.}}$
момент от сил, действующих на консоли колонн	кН·м	$M_{\text{к.кр.}}^{\text{пер.}}$	$M_{\text{к.ср.}}^{\text{пер.}}$	1,2 (1,3)	$\gamma_{fm} M_{\text{к.кр.}}^{\text{пер.}}$	$\gamma_{fm} M_{\text{к.ср.}}^{\text{пер.}}$

Для определения соответствующего максимального значения изгибающего момента начертим схему действия изгибающих моментов для фундаментов крайней и средней колонн (рис. 1.11).

Для колонны среднего ряда, если моменты сил, действующих на консоли колонн справа и слева равны, то суммарный изгибающий момент равен моменту от ветра (по абсолютной величине):

$$M_{\text{ср.,x}} = M_{\text{в.}}, \quad (1.80)$$

Для крайней колонны надо определить максимальное по абсолютной величине значение изгибающего момента из двух возможных комбинаций усилий, кНм:

1) ветер слева (рис. 1.11):

$$M_{\text{кр.,x}} = -M_{\text{ст.,кр.}} + M_{\text{грунта}} + M_{\text{к.кр.}} + 0,95M_{\text{к.кр.}}^{\text{пер.}} + 0,9M_{\text{в.}}; \quad (1.81)$$

2) ветер справа:

$$M_{кр.,x} = -M_{ст.,кр.} + M_{грунта} + M_{к.кр.} + 0,95M_{к.кр.}^{пер.} - 0,9M_{г.} \quad (1.82)$$

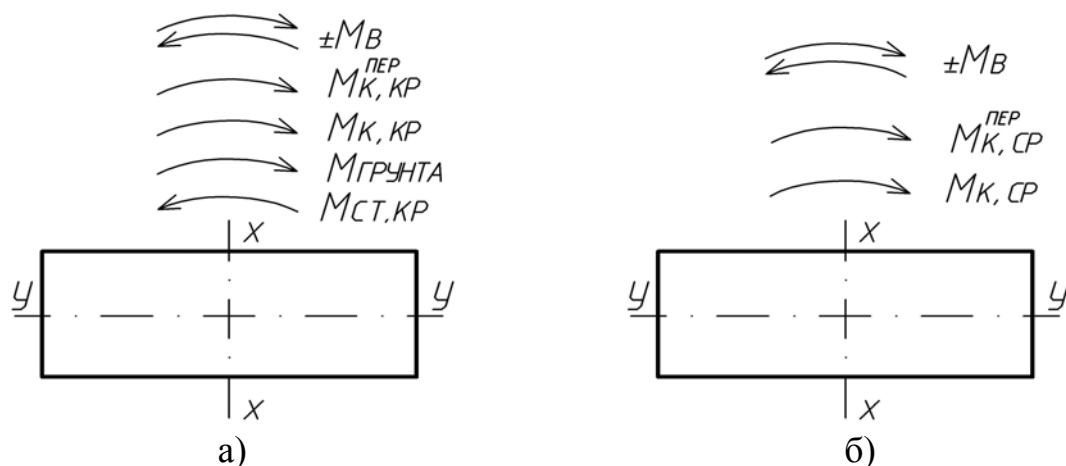


Рисунок 1.11 – Схема действия изгибающих моментов на фундаменты колонн:
а) крайнего и б) среднего ряда

2 ОЦЕНКА ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ

Для того, чтобы проанализировать инженерно – геологические условия той или иной площадки, выбранной под строительство, следует определить полное наименование вида грунтов, их физические характеристики, состав и состояние.

По результатам инженерно-геологических исследований опытным путем определяют плотность грунтов ρ – отношение массы грунта (включая массу воды в его порах) к занимаемому этим грунтом объёму; плотность частиц грунта ρ_s – отношение массы сухого грунта (исключая массу воды в его порах) к объёму твердой его части; природную влажность w – отношение массы воды, содержащейся в грунте, к массе сухого грунта, выраженное в процентах или в долях единицы. Для пылевато-глинистых грунтов дополнительно определяют влажность на границе текучести (w_L) – влажность, при увеличении которой пылевато-глинистый грунт переходит из пластичного состояния в текучее, и влажность на границе пластичности (w_p) – влажность, при уменьшении которой грунт из пластичного состояния переходит в твердое или полутвердое.

В большинстве случаев (в практике проектирования) вместо характеристик плотности ρ и ρ_s , пользуются характеристиками грунта γ и γ_s , где $\gamma = \rho * g$ – удельный вес грунта, кН/м³, $\gamma_s = \rho_s * g$ – удельный вес частиц грунта, кН/м³; g – ускорение свободного падения.

Лабораторным путем определяют также гранулометрический (зерновой) состав грунта, выделяя в нем содержание группы (фракции) частиц, близких по размерам и свойствам. Для каждой группы определяют массу грунта в процентном ее соотношении от массы всего грунта.

Все эти характеристики служат исходными данными для определения классификационных показателей грунтов.

Эти показатели определяются вычислением.

2.1 Определение показателей для глинистых грунтов

2.1.1 Число пластичности определяется с помощью формулы:

$$I_P = w_L - w_p, \quad (2.1)$$

где w_L – влажность на границе текучести;

w_p – влажность на границе раскатывания (пластичности).

Наименование пылевато-глинистого грунта по числу пластичности определяется по таблице А.1 (приложение А).

2.1.2 Показатель текучести (консистенции) определяется по формуле

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p}. \quad (2.2)$$

Консистенция пылевато-глинистых грунтов по I_L определяется по таблице А.2.

2.2 Определение показателей для песчаных грунтов

2.2.1 Коэффициент пористости определяется с помощью формулы

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot (1 + w) - 1. \quad (2.3)$$

Плотность сложения песков определяется по таблице А. 3.

2.2.2 Степень влажности определяется по формуле

$$S_R = \frac{w \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w}, \quad (2.4)$$

где ρ_w – плотность воды, которая принимается равной 10 кН/м³.

Наименование песчаного грунта по степени влажности определяется по таблице А.4.

Результаты расчета сводим в таблицу 2.1.

Таблица 2.1 – Характеристика грунтовых условий строительной площадки

№ слоя	e	S _r	I _p	I _L	Характеристика грунтов
1					
2					
...					
n					

3 ВЫБОР ГЛУБИНЫ ЗАЛОЖЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ, СООРУЖАЕМЫХ В ОТКРЫТОМ КОТЛОВАНЕ

3.1 Общие положения

Глубина заложения фундамента – это расстояние от поверхности планировки до подошвы фундамента. При наличии подвала глубину заложения фундамента определяют с учетом расстояния от пола подвала до его подошвы (рис. 3.1).

Глубина заложения фундаментов назначается в результате совместного рассмотрения инженерно – геологических условий строительной площадки, конструктивных и эксплуатационных особенностей зданий и сооружений, величины и характера нагрузок на основание, глубины заложения фундаментов смежных объектов и прокладки инженерных коммуникаций.

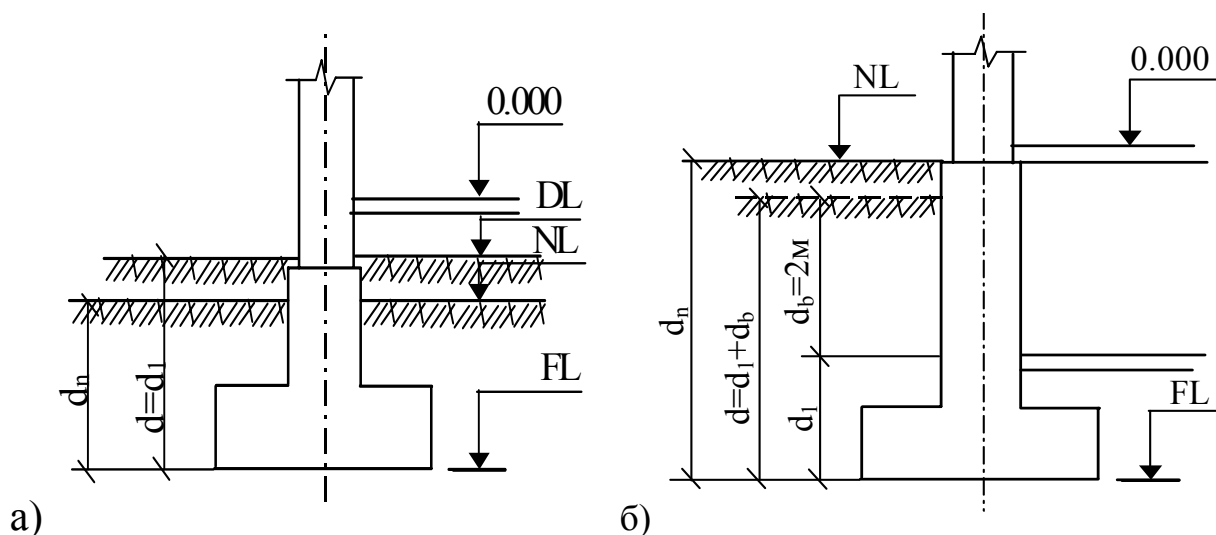


Рисунок 3.1 – Глубина заложения подошвы фундамента:

а) бесподвальное здание; б) здание, имеющее подвал

DL – отметка планировки подсыпкой (срезкой); NL – отметка планировки природного рельефа; FL – отметка подошвы фундамента

Конструктивные особенности зданий влияют на назначение глубины следующим образом:

- минимальная глубина заложения ленточных фундаментов стен в зданиях с подвалом и в заглубленных сооружениях принимается на 0,5 м ниже отметки пола;
- минимальная глубина заложения фундаментов монолитных железобетонных колонн принимается 0,5 – 2,0 м от уровня планировки, пола первого этажа или подвала (от нижней отметки) в зависимости от нагрузки и размеров поперечного сечения;
- минимальная глубина заложения фундаментов сборных железобетонных колонн сплошного сечения принимается 0,9 – 1,25 м, а решетчатых – 1,65 – 2,0 м;

- минимальная глубина заложения стальных колонн принимается 1,15 – 2,8 м;
- фундаменты, примыкающие друг к другу, закладываются на одной отметке.

По инженерно – геологическим условиям глубина заложения фундаментов назначается в соответствии с особенностями напластования и свойствами отдельных пластов грунта строительной площадки, глубиной сезонного промерзания и оттаивания грунтов, уровнем подземных вод и его колебанием, рельефом строительной площадки.

Инженерно-геологические условия влияют на назначение глубины заложения следующим образом:

- не могут служить несущими илы или глинистые грунты текучей консистенции, сильнозоторфованные или торфы, насыпные слабозоторфованные и рыхлые пески, эти грунты должны быть пройдены фундаментами, заменены на лучшие или улучшены;
- нежелательно, чтобы в толще основания фундамента находились неустойчивые и сильнодеформируемые грунты (скальные сильновыветрелые или неводостойкие, просадочные, зоторфованные, набухающие, усадочные, мерзлые и др.). Если эти грунты расположены неглубоко (под подошвой фундамента) и мощность их невелика (1 – 3 м), то желательна их замена на грунт с лучшими строительными свойствами, или улучшение их свойств, или проходка фундаментами. При большой мощности такие грунты используют в качестве оснований с соблюдением специальных требований при проектировании и строительстве.

Не рекомендуется оставлять под подошвой фундамента слой грунта малой толщины (0,5 – 1 м), если строительные свойства этого слоя значительно хуже свойств слоя подстилающего.

Подземные воды не оказывают непосредственного влияния на глубину заложения фундаментов. Однако, заложения фундаментов ниже уровня подземных вод следует избегать, так как потребуются организация водоотлива в период разработки котлована и крепление его стенок. Согласно требованиям, в зданиях с подвалами и подземными помещениями уровень пола должен быть на 0,5 – 1 м выше уровня подземных вод.

Глубина заложения фундаментов из условия промерзания грунтов назначается в зависимости от их вида, состояния, начальной влажности и уровня подземных вод в период промерзания. При промерзании грунты увеличиваются в объеме, в них развиваются силы пучения, которые в отдельных грунтах могут превысить давления по подошве фундамента и быть причиной деформаций зданий и сооружений.

Во всех случаях при назначении глубины заложения следует предусматривать заглубление фундамента ниже кровли несущего слоя на 0,2 – 0,5 м.

Таким образом, глубина заложения фундамента принимается максимальной из возможных вариантов заложения.

Максимальную глубину котлованов рекомендуется назначать 6-7 м, более глубокие котлованы обычно экономически нецелесообразны.

3.2 Определение глубины заложения фундамента колонны

3.2.1 В здании без подвала глубина заложения фундамента определяется от поверхности природного рельефа, которая может совпадать с условной отметкой 0,000 (см. рис. 3.1).

3.2.2 Поскольку здание отапливается, то глубина заложения фундамента под колонны среднего ряда не зависит от глубины промерзания грунта, а под колонны крайнего ряда – зависит.

4 ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАЗМЕРОВ ПОДОШВЫ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ (НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ)

4.1 Общие положения

После определения глубины заложения подошвы фундамента приступают к определению его основных размеров. В условиях нормальной эксплуатации зданий напряжения от внешней нагрузки под подошвой фундамента не должны превышать расчетного сопротивления грунта основания R . Расчетное сопротивление основания R определяется с использованием расчетных характеристик грунтов основания и наряду с условиями работы грунтов основания учитывает и особенности проектируемых зданий и сооружений, их конструктивную схему и жесткость, перераспределение опорных реакций от неравномерных осадок, наличие заглубленных помещений, подвалов.

Прямого способа оценки конструктивных особенностей зданий и сооружений пока нет, поэтому при определении расчетного сопротивления R они учитываются различными коэффициентами.

Выбор формы подошвы фундамента зависит в основном от очертания возводимой конструкции в плане. Подошва может быть круглой, кольцевой, многоугольной, квадратной, прямоугольной, ленточной и т.п.

Основная трудность при проектировании фундаментов заключается в том, что их размеры назначают, исходя из расчетного сопротивления грунтового основания, в то время как оно является переменной величиной и, в свою очередь, зависит от размеров подошвы фундаментов.

Предварительные размеры подошвы фундаментов подбираются по формулам сопротивления материалов и уточняются расчетом по деформациям, а при необходимости, и по устойчивости. При проектировании следует стремиться к тому, чтобы давление по подошве фундамента наиболее равномерно распределялось по всей площади. Для определения моментов вертикальные и горизонтальные силы, действующие на фундамент, переносят в плоскость его подошвы, а иногда моменты заменяют вертикальными силами, приложенными с эксцентриситетом (рис. 4.1).

Фундаменты могут иметь симметричную конструкцию относительно центральной оси, которая проходит через центр тяжести подошвы и часто совпадает с осью надземной конструкции, и несимметричную конструкцию с несим-

метричным уширением уступов и осью, не совпадающей с центром тяжести подошвы.

Размеры подошвы симметричных фундаментов определяют в зависимости от положения равнодействующих нагрузок относительно оси фундамента. Если равнодействующая проходит через центральную ось, то эпюру давлений условно принимают прямоугольной; если находится в пределах ядра сечения подошвы фундамента – трапецеидальной; если совпадает с контуром ядра сечения – треугольной; если выходит из ядра сечения – двузначной треугольной.

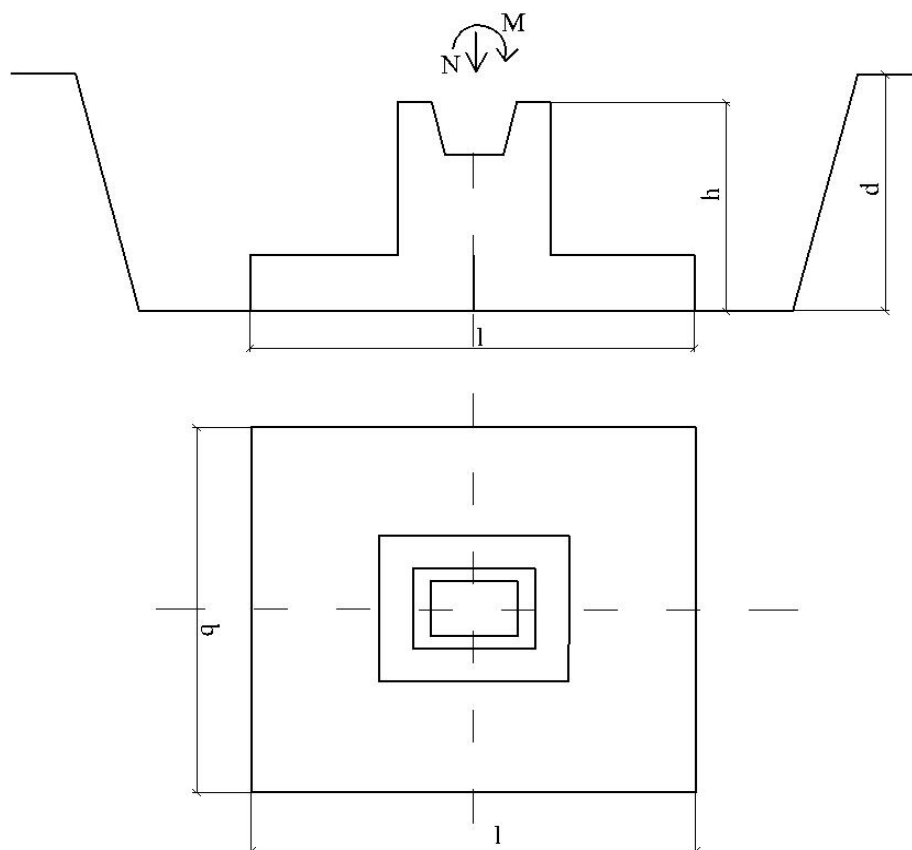


Рисунок 4.1 – Фундамент на естественном основании

Размеры подошвы внецентренно нагруженных фундаментов предварительно подбирают, приняв, что действует центрально приложенная нагрузка. Затем уточняется размер расчетом на внецентренную нагрузку. Если наибольшее давление у края фундамента не будет превышать $1,2R$ ($1,5R$), при эксцентриситетах у прямоугольных фундаментов $e \geq 0,033b$, то это условие будет соблюдено, поэтому достаточно ограничиться одним расчетом.

Если полученные в результате решения размеры подошвы фундамента окажутся намного меньше или намного больше сечения надземной конструкции, следует изменить глубину заложения (принять другой рабочий слой) или выбрать другой тип фундамента или основания.

Окончательные размеры подошвы фундамента назначаются после расчета величины осадок s , которые не должны превышать допустимые величины s_u .

4.2 Алгоритм расчета

Фундамент проектируем железобетонный жесткий.

Примерное соотношение размеров подошвы фундамента примем $\eta = \frac{l}{b} = 1,4$, тогда ширина подошвы фундамента будет составлять, м:

$$b = \sqrt{\frac{N \cdot 1000}{\eta \cdot (R - \gamma_{\text{мт}} \cdot d - q)}}, \quad (4.1)$$

$$l = 1,4b, \quad (4.2)$$

где N – нагрузка, МН (принимаем большее значение из двух сочетаний);

$\gamma_{\text{мт}}$ – осредненное значение удельных весов фундамента, грунта и пола, расположенных над подошвой фундамента, принимается равным 20 кН/м^3 ,

d – глубина заложения, м;

b и l – ширина и длина подошвы фундамента;

q – нагрузка на пол, принимается для промзданий – 20 кН/м^2 , для гражданских зданий – 10 кН/м^2 ;

R – расчетное сопротивление грунта на глубине заложения d , кПа.

3.1.1 Вначале примем R_0 по таблице Б.3 (приложение Б).

3.1.2 Находим b_0 по формуле (4.1) с учетом R_0 .

3.1.3 Определяем расчетное сопротивление R_1 по формуле (2.3), кПа:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}], \quad (4.3)$$

где γ_{c1} , γ_{c2} – коэффициенты условий работы, принимаются по таблице Б.4 (приложение Б),

$k = k_z = 1$ – расчетные коэффициенты;

d_b – глубина подвала;

γ_{II} – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод принимается с учетом взвешивающего действия воды), кН/м^3 ;

$$\gamma = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i}; \quad (4.4)$$

γ'_{II} – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента, кН/м^3 ;

$$\gamma'_{II} = 10 \cdot \frac{\rho_1 \cdot h_1 + \rho_2 (d - h_1)}{d}. \quad (4.5)$$

Для ϕ_2 находим коэффициенты M_{γ} , M_q и M_c по таблице Б.5.

d_1 – глубина заложения фундамента бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле (Е.2) [5], м;

c_{II} – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа.

3.1.4 Уточняем значение b_1 при R_1 .

3.1.5 Находим R_2 и b_2 .

3.1.6 Расхождение между b_2 и b_1 , R_2 и R_1 меньше 10%, поэтому принимаем: $b = b_2$ и $l = l_2 = 1,4b_2$.

3.1.7 Проверка краевых напряжений, кПа:

$$p_{\max} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{mt} \cdot d + q + \frac{M}{W} \leq 1,2R, \quad (4.6)$$

$$p_{\min} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{mt} \cdot d + q - \frac{M}{W} > 0, \quad (4.7)$$

где $W = \frac{b \cdot l^2}{6}$.

$$p_{cp} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{mt} \cdot d + q \leq R. \quad (4.8)$$

4.3 Определение осадки методом послойного суммирования

Условием применимости данного метода является соблюдение требования: среднее давление под подошвой фундамента p_{cp} не должно превышать расчетного сопротивления R .

Определение осадки методом послойного суммирования выполняют в следующей последовательности:

4.3.1 Среднее давление под подошвой фундамента p_{cp} уже известно (формула 4.8).

4.3.2 Определяем напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента, кПа:

$$\sigma_{g0} = 10 \cdot \rho \cdot d = 10(\rho_1 \cdot h_1 + \rho_2 \cdot (d - h_1)). \quad (4.9)$$

4.3.3 Грунтовую толщу под фундаментом делим на элементарные слои толщиной h , но не более 1 м: $h \leq 0,4b$.

4.3.4. Расстояние от подошвы фундамента до каждого из элементарных слоев составляет $z_i = n \cdot h$, где $n = 1, 2, 3$ и т.д.

4.3.5 Строим эпюру дополнительных напряжений от внешней нагрузки на глубине z : $\sigma_{zp} = \alpha \cdot p$, где $p = p_{cp}$ – среднее давление под подошвой фундамента, α – коэффициент затухания напряжений в зависимости от относительной глубины $\zeta = \frac{2 \cdot z}{b}$ и соотношения сторон фундамента $\eta = l/b$. Коэффициент α определяется по таблице Б.6. Если необходимо, то коэффициент α определяется с учетом интерполяции.

4.3.6 Нижнюю границу сжимаемой толщи основания принимаем на глубине $z = H_c$, где выполняется условие $\sigma_{zp} = k \cdot \sigma_{zg}$, где $k = 0,2$. В данном случае

$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i$, где γ_i – удельный вес i -ого слоя грунта, h_i – мощность i -ого слоя грунта.

4.3.7 Строим эпюру вертикальных напряжений от собственного веса грунта $\sigma_{z\gamma}$, снятого в котловане до уровня подошвы фундамента, на глубине z :

$$\sigma_{z\gamma} = \alpha_k \cdot \sigma'_{zg,0}, \quad (4.10)$$

где α_k находится по таблице Б.6 и зависит от соотношений $\zeta = \frac{2 \cdot z}{B_k}$ и $\eta = l/b$,

где B_k – ширина котлована (рис. 4.2);

$\sigma'_{zg,0}$ – вертикальное напряжение от собственного веса грунта, вынутого из котлована на уровне подошвы фундамента и равное $\sigma'_{zg,0} = \gamma_{zp} \cdot d_n$, где d_n – глубина заложения фундамента относительно уровня природного рельефа.

4.3.8 Определяем общую осадку как сумму осадок отдельных элементарных слоев по формуле, м:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}) \cdot h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z\gamma,i} \cdot h_i}{E_{e,i}}, \quad (4.11)$$

где β – безразмерный коэффициент, равный 0,8;

E_i – модуль деформации i -го слоя грунта по ветви первичного нагружения, кПа;

$E_{e,i}$ – модуль деформации i -го слоя грунта по ветви вторичного нагружения (модуль упругости), при отсутствии данных можно принять $E_{e,i} = 5E_i$, кПа; в данном случае средние напряжения в элементарном слое равны:

$$\sigma_{zp,i} = \frac{\sigma_{zi} + \sigma_{z,i+1}}{2}, \quad \sigma_{z\gamma,i} = \frac{\sigma_{\gamma i} + \sigma_{\gamma,i+1}}{2},$$

где $h_i = h$ – толщина элементарного слоя;

n – количество слоев в пределах сжимаемой толщи H_c .

Внимание!

1 При расчетах осадки фундаментов, возводимых в котлованах глубиной менее 5 м, не учитывается второе слагаемое в формуле осадки (4.11).

2 Если среднее давление под подошвой фундамента $p \leq \sigma_{zg,0}$, то осадку фундамента определяем по формуле, м

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_{e,i}}. \quad (4.12)$$

4.3.9 Сравниваем полученную осадку с предельно допустимой по нормам [5, прил. И], которая в данном случае составляет 10 см:

$$s \leq s_u. \quad (4.13)$$

Вычисления удобнее вести в табличной форме, приведенной в таблице 4.1.

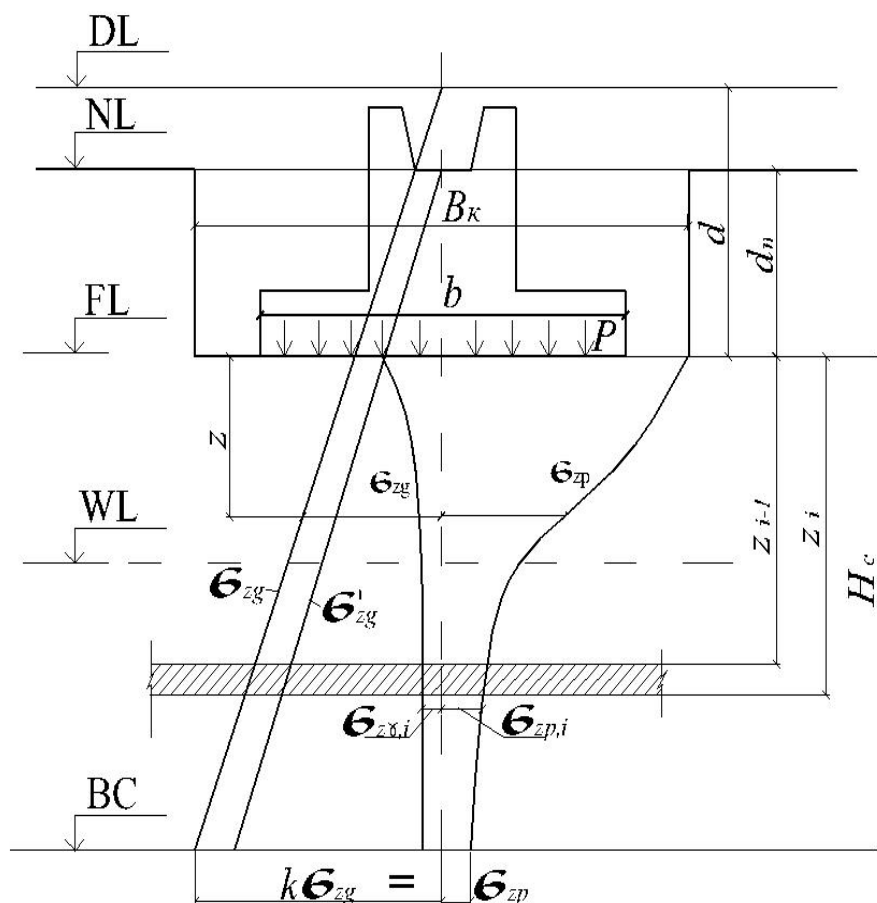


Рисунок 4.2 – Схема распределения вертикальных напряжений в основании под фундаментом согласно модели линейно-деформируемого полупространства:

DL – отметка планировки подсыпкой (срезкой); NL – отметка планировки природного рельефа; FL – отметка подошвы фундамента; BC – сжимаемая толща; σ_{zg} – вертикальные напряжения от собственного веса грунта с учетом планировки грунта, кПа; σ'_{zg} – вертикальные напряжения от собственного веса грунта природного рельефа, кПа; σ_{zp} – вертикальные напряжения от внешней нагрузки, кПа; $\sigma_{zp,i}$ – вертикальные напряжения от собственного веса грунта, вынутого из котлована, кПа

Таблица 4.1 – Расчет осадки

№ слоя	Грунт	h, м	z, м	$\zeta = \frac{2 \cdot z}{b}$	α	$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p$ кПа	$\sigma_{zp, cp}$	$\zeta_k = \frac{2 \cdot z}{B_k}$	α_k	$\sigma_{z\gamma} = \alpha_k \cdot \sigma'_{zg, 0}$ кПа	$\sigma_{z\gamma, cp}$	$E_i,$ кПа	$0,8 \cdot \frac{(\sigma_{zp, i, cp} - \sigma_{z\gamma, i}) \cdot h_i}{E_i}$	$s_i, м$

$\sum s =$

5 ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ ПОДСТИЛАЮЩЕГО СЛОЯ И КОРРЕКТИРОВАНИЕ РАЗМЕРОВ ПОДОШВЫ ФУНДАМЕНТА

При наличии в пределах сжимаемой толщи под фундаментом слоя грунта меньшей прочности, чем вышележащих слоев, нормами [3] предусмотрена проверка давления на кровлю слабого слоя.

Если слабый слой расположен на глубине z от подошвы фундамента (рис. 5.1), то его размеры должны определяться так, чтобы обеспечивалось следующее условие:

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z, \quad (5.1)$$

где σ_{zp} и σ_{zg} – вертикальные напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента соответственно дополнительное от нагрузки на фундамент и от собственного веса грунта, кПа;

R_z – расчетное сопротивление грунта пониженной прочности на глубине z , кПа.

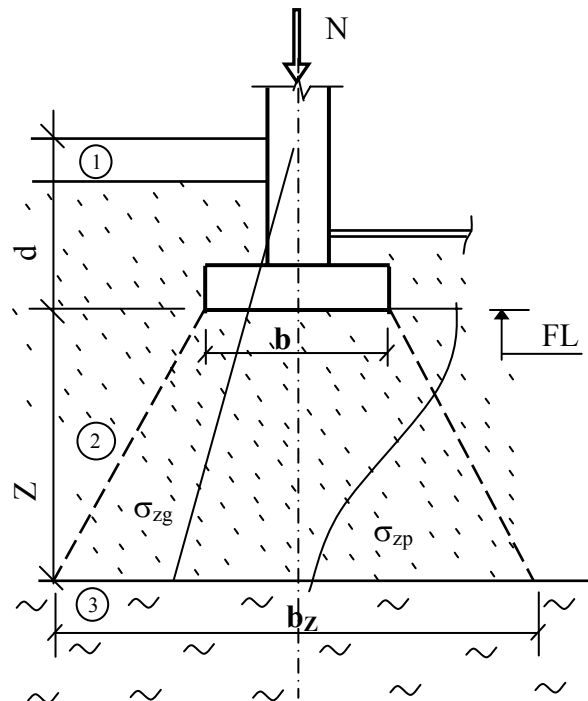


Рисунок 5.1 – Схема для проверки расчетного сопротивления
подстилающего слоя грунта:

1, 2 – верхние слои грунта; 2 – подстилающий слой

R_z вычисляется по общей формуле (2.3) для условного фундамента шириной b_z , которая равна:

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a, \quad (5.2)$$

где $A_z = N/\sigma_{zp}$; $a = (l - b)/2$;

N – вертикальная нагрузка на основание от фундамента, кН;

l, b – соответственно длина и ширина подошвы фундамента, м.

Если проверку прочности подстилающего слабого слоя необходимо выполнить для ленточного фундамента, когда нагрузка N приходится на 1 м.п., то условный фундамент принимают такой же длины, как и длина проектируемого

фундамента. Тогда для ленточного фундамента ширина условного фундамента будет составлять

$$b_z = N/\sigma_{zp}, \quad (5.3)$$

а для квадратного фундамента –

$$b_z = \sqrt{A_z}. \quad (5.4)$$

Если условие (5.1) не выполняется, следует увеличить размеры подошвы фундамента и снова выполнить его проверку по условию (5.1).

При очень больших размерах подошвы фундамента вариант его устройства на естественном основании становится невозможным и следует рассмотреть другие возможные варианты (фундамент на искусственном основании, свайный фундамент).

6 КОНСТРУИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТА

Кроме проверки фундаментов по II предельному состоянию (по деформациям), следует рассчитывать конструкцию фундаментов и по прочности (I группа предельных состояний). Этот расчет включает в себя проверку на продавливание, расчет плитной части фундамента на "обратный" момент, определение диаметра и количество арматуры, расчет прочности поперечного сечения подколонника.

Монолитные железобетонные фундаменты проектируются отдельными в виде башмаков под одну или несколько колонн и групповыми - под несколько колонн в виде одинарных или перекрестных лент и плитных фундаментов. Отдельные фундаменты следует применять при значительном расстоянии между колоннами.

Отдельные фундаменты проектируются из тяжелого бетона класса С8/10 и С12/15 согласно требованиям ДБН В.2.6-98:2009 [3]. Они состоят из плитной части ступенчатой формы, передающей нагрузку на грунт, и подколонника, который стыкуется с колонной (рис. 6.1). Конструктивное решение и размеры фундамента одинаковы для соединения его со сборными и монолитными колоннами, за исключением верхней части подколонника. При соединении фундамента со сборной колонной в верхней части подколонника устраивается стакан, размеры которого назначают в зависимости от сечения колонны. Его глубина должна быть равна большей стороне колонны (рис. 6.1, б) или быть больше ее. При соединении с монолитной железобетонной колонной ее арматура стыкуется сваркой и хомутами с выпусками арматуры (обычно длиной 30 - 40 диаметров арматуры) подколонника. Стык замоноличивается в опалубке (рис. 6.1, а).

С металлическими колоннами тело фундамента соединяется с помощью анкерных болтов, которые закладываются в подколонник и крепятся к траверсе или к закладному устройству колонны. Глубина заложения и диаметры болтов должны назначаться такими, чтобы исключить возможность разрыва подко-

лонника растягивающими усилиями и сдвига колонны горизонтальными силами.

Основные размеры фундаментов назначаются кратными 100 мм. Верхний обрез фундамента должен быть на 150 мм ниже спланированной отметки земли, что позволяет засыпать котлован без монтажа колонн. Соотношение сторон прямоугольных фундаментов должно быть таким: $l/b = 1,2 - 1,5$. Принятые размеры фундаментов необходимо согласовывать с конструкциями и оборудованием заглубленных помещений. Размеры подколонника назначаются конструктивно в зависимости от его соединения с колонной и плитной частью фундамента (табл. 6.1).

Таблица 6.1 – Размеры подколонника, мм

Сечение колонны	Размеры в плане	Размеры стакана	
		глубина	в плане
400 x 400	900 x 900	800	550 x 550
500 x 500	1200 x 1200	800	650 x 650
400 x 600		900	550 x 750
500 x 600		800	650 x 750
400 x 800		900	550 x 950
500 x 800	1200 x 1500	900	650 x 950

Высота плитной части фундамента и высота ступеней назначаются кратными 150 мм. Плита может иметь до трех ступеней (h_1 , h_2 и h_3), размеры которых в зависимости от ее высоты указаны в таблице 6.2.

Таблица 6.2 – Высота ступеней плитной части фундамента, мм

Высота плитной части h	h_1	h_2	h_3
300	300	-	-
450	450	-	-
600	300	300	-
750	300	450	-
900	300	300	300
1050	300	300	450
1200	300	450	450
1500	450	450	600

Выносы уступов (ступеней) назначают конструктивно. Площадь нижней части ступени должна равняться площади подошвы фундамента, подобранной по условиям прочности грунтов основания.

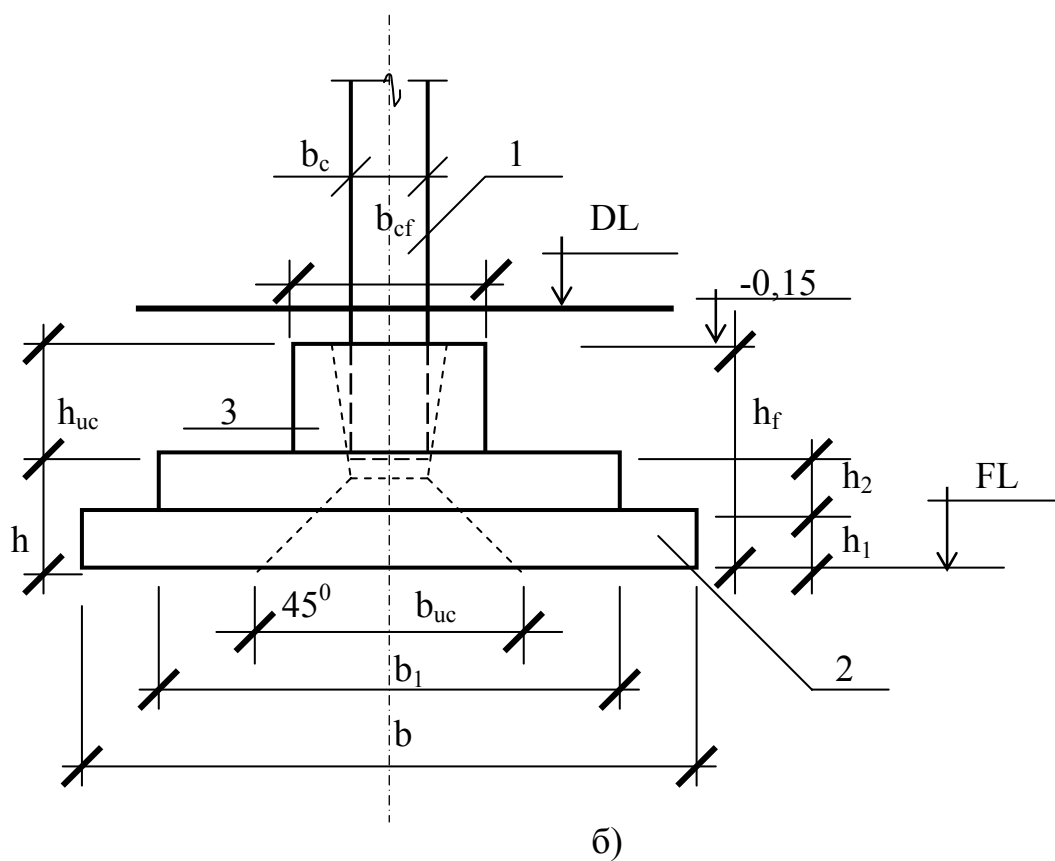
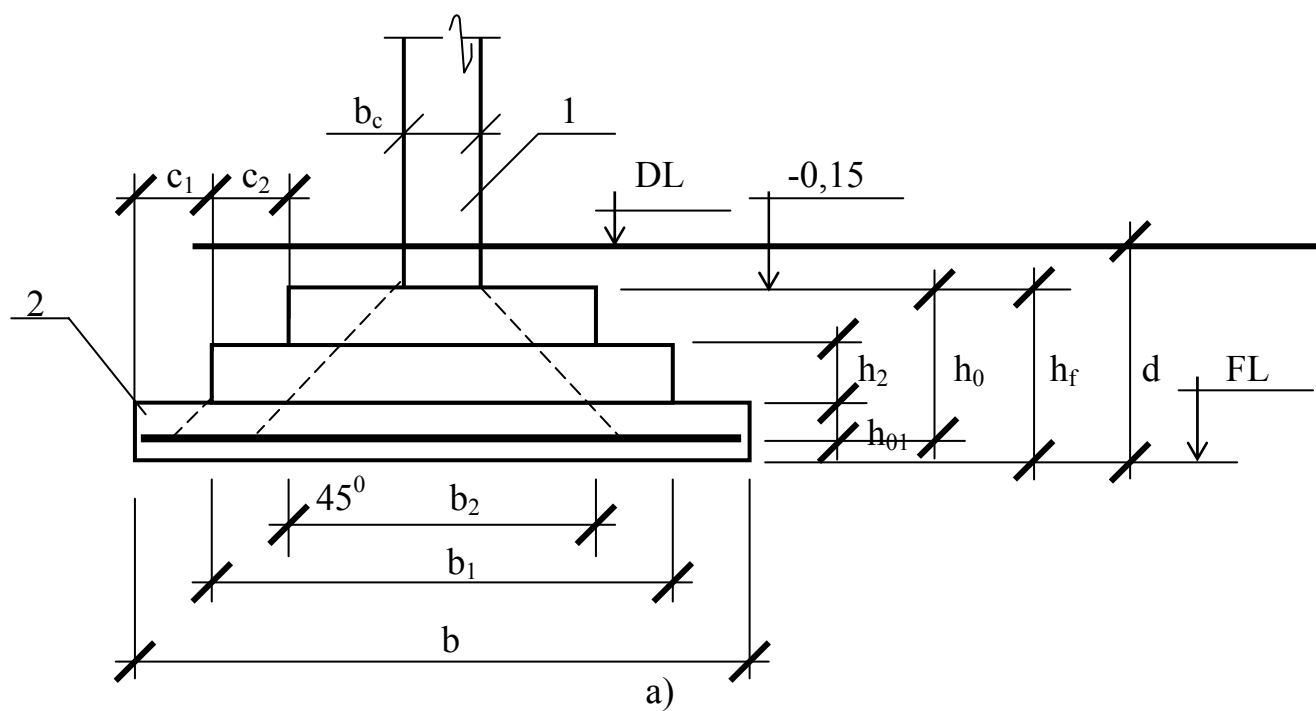


Рисунок 6.1 – Схемы фундаментов:

- а – монолитное соединение фундаментной плиты с колонной;
 б – стаканное соединение; 1 – колонна; 2 – плита; 3 – подколонник

Определение размеров и количество уступов можно выполнить следующим образом:

1. Определяем примерную высоту плитной части фундамента:

$$h_{пл} = (1 - 1_{подк}) / 4. \quad (6.1)$$

2. Определяем количество ступеней по высоте $h_{пл}$ при условии, что ступени принимаются кратными 150 мм, т.е. 300, 450, 600 мм.

7 РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТА НА ПРОДАВЛИВАНИЕ

7.1 Общие положения

Минимальная высота плитной части фундамента при соотношении сторон его подошвы $l/b = 1,2 \dots 1,5$ определяется из расчета на продавливание. При этом продавливающая сила должна быть воспринята бетонным сечением плитной части фундамента, как правило, без постановки поперечной арматуры. Следует различать две схемы расчета на продавливание в зависимости от вида сопряжения фундамента с колонной [10]:

- **первая схема** – при монолитном сопряжении колонны с фундаментом или подколонника с плитной частью фундамента при высоте подколонника $h_{cf} \geq 0,5(l_{cf} - l_c)$, а также при стаканном сопряжении сборной колонны с высоким фундаментом, удовлетворяющей условию $h_{cf} - d_p \geq 0,5(l_{cf} - l_c)$. В этом случае продавливание плитной части рассматривается от низа монолитной колонны или подколонника на действие продольной силы N и изгибающего момента M ;
- **вторая схема** – при стаканном сопряжении сборной колонны с низким фундаментом – при высоте подколонника, удовлетворяющей условию $h_{cf} - d_p < 0,5(l_{cf} - l_c)$. В данном случае фундаменты рассчитываются на продавливание колонной от дна стакана и на раскалывание от действия только продольной силы N .

Расчет на продавливание плитной части центрально- и внецентренно-нагруженных квадратных и прямоугольных фундаментов производится из условия:

$$F \leq f_{ctd} \cdot u_m \cdot h_0, \quad (7.1)$$

где F – расчетная продавливающая сила, кН;

f_{ctd} – расчетное значение прочности бетона на осевое растяжение, кПа;

u_m – средний периметр пирамиды продавливания, м;

h_0 – рабочая высота сечения, для которой производится расчет, м.

При определении величин u_m и F предполагается, что продавливание происходит по боковой поверхности пирамиды, меньшим основанием которой служит площадь действия продавливающей силы (площадь сечения колонны или подколонника), а боковые грани наклонены под углом 45° к горизонтали.

Величина продавливающей силы F принимается равной величине продольной силы N , действующей на пирамиду продавливания, за вычетом величины реактивного давления грунта, приложенного к большему основанию пирамиды продавливания (считая до плоскости расположения растянутой арматуры).

При расчете центрально-нагруженных прямоугольных и внецентренно-нагруженных квадратных и прямоугольных фундаментов рассматривается условие прочности на продавливание только одной наиболее нагруженной грани пирамиды продавливания. В данном случае средний периметр продавливания u_m заменяется средним размером проверяемой грани b_m .

7.2 Расчет по 1-ой схеме (фундамент с развитым подколонником)

7.2.1 Для нижней ступени. Продавливающая сила равна:

$$F_{np} = A_n \cdot p'_{\max}, \quad (7.2)$$

при этом $p'_{\max} = N^p/A + M^p/W$,

где N^p , M^p – расчетные значения продольной силы и момента соответственно.

Определяем средний размер проверяемой грани, м:

$$b_{m1} = \frac{b_1 + 2h_{01} + b_1}{2} = b_1 + h_{01}. \quad (7.3)$$

Площадь, с которой собирается нагрузка для определения силы продавливания (площадь продавливания), m^2 :

$$A_1 = b(c_1 - h_{01}) - \frac{(c'_1 - h_{01})^2}{2} \cdot 2. \quad (7.4)$$

Сравниваем:

$$A_1 p'_{\max} \leq f_{ctd} b_{m1} h_{01}. \quad (7.5)$$

В данном случае c_1 , c_2 – консольный вылет фундаментной плиты первой и второй ступени соответственно со стороны l; c'_1 , c'_2 – консольный вылет фундаментной плиты 1-й и 2-й ступени соответственно со стороны b.

7.2.2 Для подколонника. Средний размер проверяемой грани равен, м:

$$b_{m2} = \frac{b_{cf} + 2h_{0,pl} + b_{cf}}{2} = b_{cf} + h_{0,pl}. \quad (7.6)$$

Площадь, с которой собирается нагрузка для определения силы продавливания равна, m^2 :

$$A_2 = b(c_1 + c_2 - h_{0,pl}) - \frac{(c'_1 + c'_2 - h_{0,pl})^2}{2} \cdot 2. \quad (7.7)$$

Сравниваем:

$$A_2 p'_{\max} \leq f_{ctd} b_{m2} h_{0,pl}. \quad (7.8)$$

Схемы образования пирамиды продавливания для фундаментов с одной и двумя ступенями согласно первой схеме (рис. 7.1).

7.3 Расчет по 2-ой схеме (фундамент с развитой плитной частью)

Данный расчет выполняется в следующей последовательности.

Определяем b_m :

$$b_m = b_p + h_{0,p}, \quad (7.9)$$

где $l_p = l_c + 2 \cdot 0,05$ м, $b_p = b_c + 2 \cdot 0,05$ м – размеры по низу большей и меньшей сторон стакана;

$h_{0,p}$ – рабочая высота пирамиды продавливания от дна стакана до плоскости расположения растянутой арматуры.

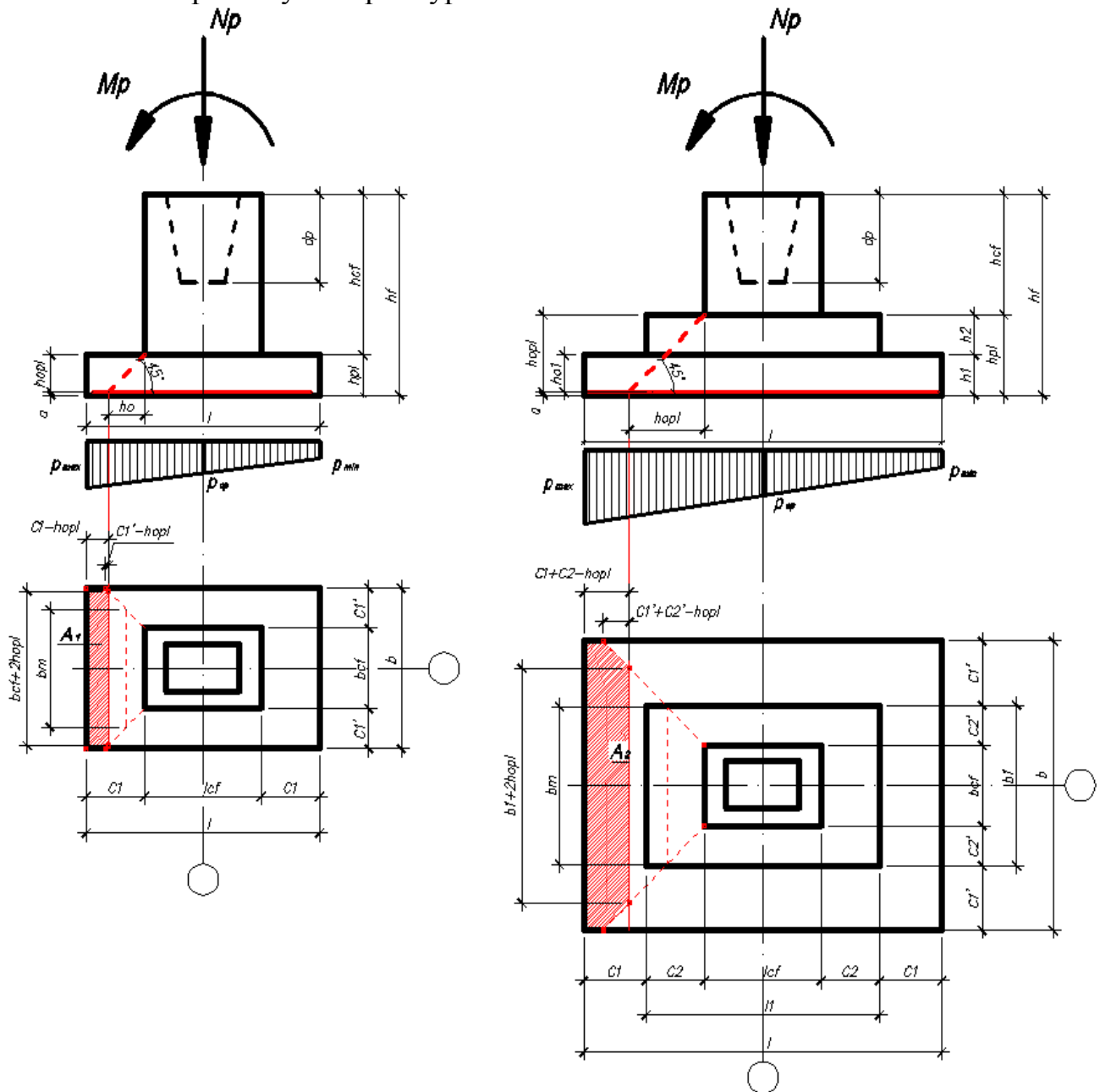


Рисунок 7.1 – Схема образования пирамиды продавливания для фундаментов с одной и двумя ступенями согласно первой схеме

Площадь, с которой собирается нагрузка для определения силы продавливания (рис. 7.2), m^2 :

$$A_0 = b \left(\frac{1}{2} - \frac{l_p}{2} - h_{0,p} \right) - 2 \frac{\left(\frac{b}{2} - \frac{b_p}{2} - h_{0,p} \right)^2}{2} = \quad (7.10)$$

$$= 0,5b(1 - l_p - 2h_{0,p}) - 0,25(b - b_p - 2h_{0,p})^2$$

Сравниваем:

$$A_0 p'_{cp} \leq f_{ctd} b_m h_{0,p}. \quad (7.11)$$

В данном случае $p'_{cr} = N^p/A$.

Если условие не выполняется, то увеличиваем рабочую высоту ступени (плитной части) или (и) повышаем класс бетона.

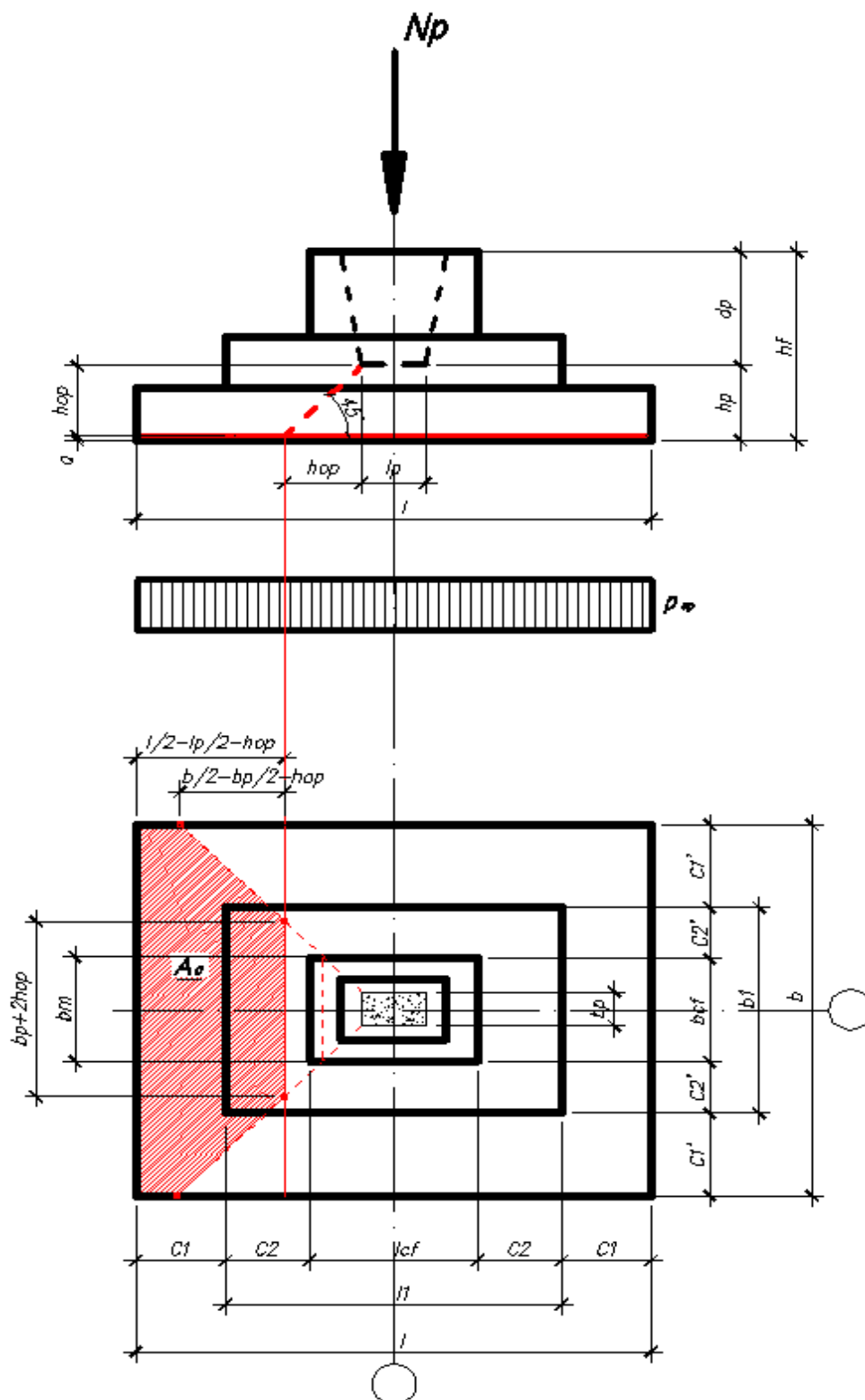


Рисунок 7.2 – Схема образования пирамиды продавливания для фундамента согласно второй схемы

8 АРМИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТА

Армирование всего фундамента и его отдельных частей производится согласно требованиям ДБН В.2.6-98:2009 [3].

Армирование осуществляется по результатам расчета нормальных сечений на действие изгибающего момента у первой ступени следующим образом:

$$M_{I-I} = \frac{p_{c1} b \cdot c_1^2}{2} + \frac{(p'_{\max} - p_{c1}) \cdot c_1^2 b}{3}, \quad (8.1)$$

где p'_{\max} – расчетное максимальное давление под подошвой фундамента;

p_{c1} – расчетное давление под подошвой фундамента в сечении I – I;

b – ширина подошвы фундамента;

c_1 – вылет первой ступени относительно подколонника (для одноступенчатого фундамента) или вылет нижней ступени относительно той, что выше (для двух и более ступеней) (см. рисунок 7.1).

Во второй ступени:

$$M_{II-II} = \frac{p_{c2} b \cdot (c_1 + c_2)^2}{2} + \frac{(p'_{\max} - p_{c2}) \cdot (c_1 + c_2)^2 b}{3}, \quad (8.2)$$

где c_2 – вылет второй ступени относительно подколонника, м.

Сечение рабочей арматуры на всю ширину фундамента вычисляют следующим образом.

Для первой ступени (сечение I – I):

$$A_{sI} = \frac{M_{I-I}}{0,9h_{01}f_{yd}}; \quad (8.3)$$

Для второй ступени (в подколоннике) (сечение II – II):

$$A_{s2} = \frac{M_{II-II}}{0,9h_{02}f_{yd}}, \quad (8.4)$$

где f_{yd} – расчетная прочность арматуры на границе текучести.

Процент армирования в расчетном сечении фундамента должен быть не ниже минимально допустимого процента армирования в изгибающих элементах:

$$\mu = \frac{A_s}{bh} 100\% \geq 0,5\%. \quad (8.5)$$

Шаг рабочей арматуры принимают равным 100 – 200 мм. Нерабочие (конструктивные) стержни поперечной арматуры принимают сечением не менее 10% от сечения рабочей арматуры и устанавливают их с шагом 250 - 300 мм, но не более 350 мм. Высоту защитного слоя бетона устанавливают: для монолитных фундаментов – не менее 35 мм при наличии бетонной или песчано-гравийной подготовки и не менее 70 мм без нее, для сборных фундаментов - не менее 30 мм.

Армирование также нужно рассчитывать и вдоль второго направления фундамента:

$$M'_{I-I} = \frac{p'_{cp} l \cdot (c_1')^2}{2}, \quad M'_{II-II} = \frac{p'_{cp} l \cdot (c_1' + c_2')^2}{2}, \quad (8.6 - 8.7)$$

где c_1' и c_2' – вылет ступеней фундамента со стороны b ;

p'_{cp} – расчетное среднее давление под подошвой фундамента.

Тогда необходимое количество арматуры для сечений III-III и IV-IV будет составлять:

$$A_{sIII} = \frac{M_{III-III}}{0,9h_{01}f_{yd}}; \quad A_{sIV} = \frac{M_{IV-IV}}{0,9h_{01}f_{yd}}. \quad (8.8 - 8.9)$$

Сечение арматурных стержней представлено в приложении Г.

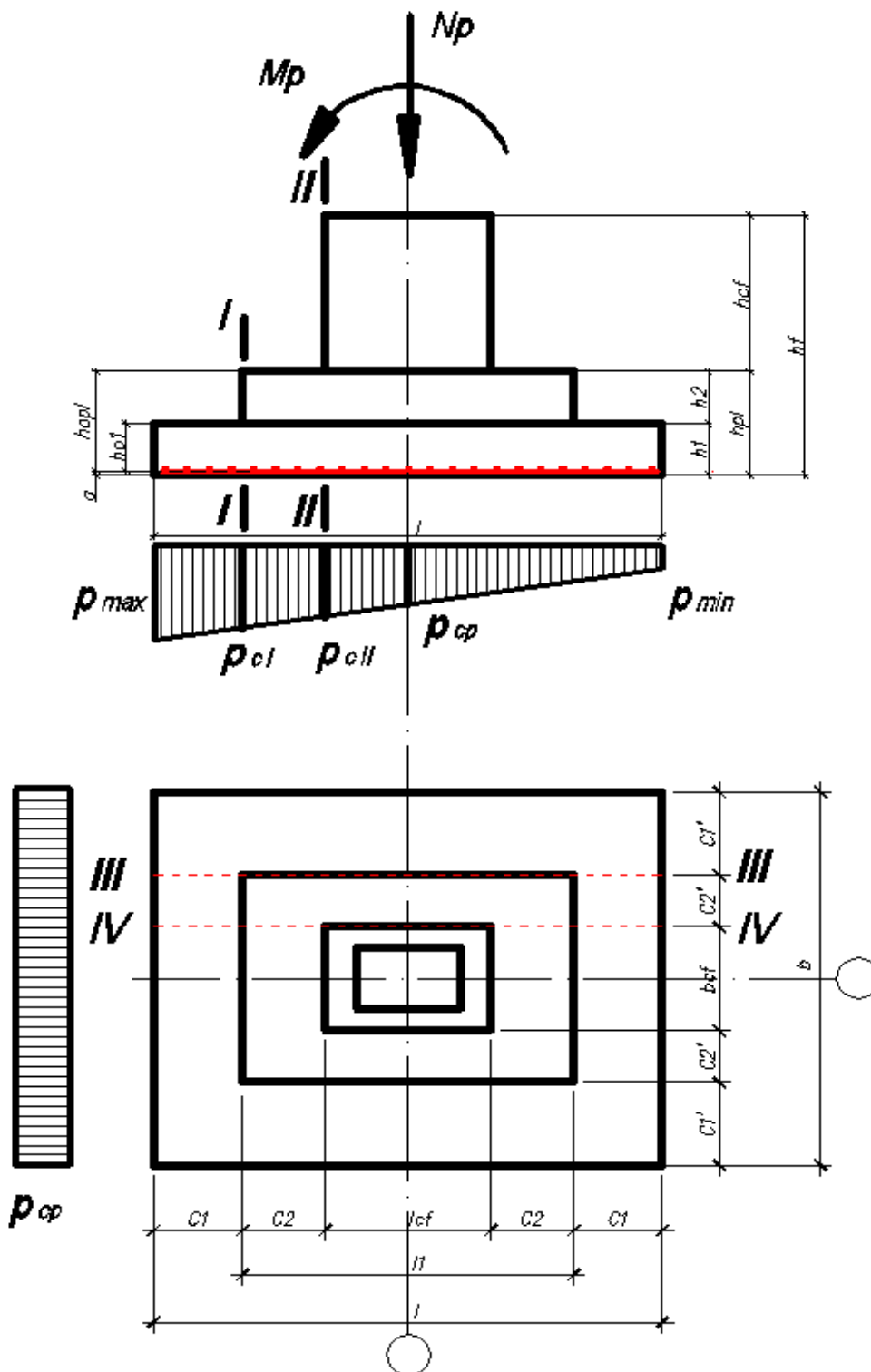


Рисунок 8.1 – Расчетная схема для определения количества арматуры

9 РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

9.1 Общие положения

Свайный фундамент – это инженерная конструкция, предназначенная для передачи нагрузки на плотные (прочные) грунты, расположенные на глубине, на которой опирание на них фундаментов мелкого или глубокого заложения нецелесообразно (неэкономично). Свайный фундамент состоит из **свай** – стержней, выполняемых из различных материалов, и **ростверка** – железобетонной плиты, распределяющей усилия от надземных конструкций на отдельные сваи.

Сваи различаются по материалу, конструкции, способу изготовления и погружения, по характеру работы и пр., а свайные фундаменты – в зависимости от конструкции ростверка.

Несущая способность сваи определяется исходя из двух условий: прочности материала сваи и грунта, воспринимающего нагрузку от сваи. При проверке прочности сваи по материалу находят непосредственно **силу расчетного сопротивления сваи по материалу F_{Rm}** . **Несущую способность сваи по грунту F_d** определяют следующими способами: расчетным, основанным на использовании табличных значений расчетных сопротивлений грунта по ДБН [6], и экспериментальными: динамическим; пробными статическими нагрузками; статическим зондированием; испытанием эталонной сваей.

Для назначения расчетной нагрузки на сваю по грунту первоначально определяют несущую способность сваи F_d , а затем, используя коэффициент надежности γ_k , находят **расчетную нагрузку**, равную $N \leq F_d / \gamma_k$ (формула 9.2).

Как правило, прочность материала сваи проверяют при опирании ее на скальные (полускальные) грунты согласно ДБН В.2.6-98:2009 [3].

Несущая способность сваи по грунту зависит от способа ее изготовления, размеров сваи, вида и состояния грунтов, окружающих сваю.

Расчет свайных фундаментов и их оснований производят по двум группам предельных состояний:

а) первая группа – по прочности свай и свайных ростверков; по несущей способности свай; по устойчивости оснований свайных фундаментов в целом при действии горизонтальных или выдергивающих нагрузок;

б) вторая группа – по абсолютным осадкам и неравномерностям осадок оснований свайных фундаментов; по перемещениям свай от совместного действия вертикальных, горизонтальных нагрузок и моментов; по образованию и раскрытию трещин в элементах железобетонных конструкций.

По первой группе предельных состояний проверяется усилие, действующее в свае, согласно формуле (9.2), приведенной ниже.

По второй группе предельных состояний ограничиваются абсолютная осадка s и неравномерности осадок $(\Delta s / L)$.

Последовательность проектирования свайных фундаментов включает в себя следующие этапы: оценку инженерно-геологических условий площадки строительства; выбор глубины заложения ростверка; назначение типа, конструкции и размеров сваи; определение несущей способности сваи; определение

приближенного веса ростверка и назначение количества (шага) свай в ростверке; конструирование ростверка; проверке усилий, передаваемых на сваи; проверке прочности ростверка; расчет осадки свайного фундамента.

9.2 Расчет свайных фундаментов по несущей способности

Ниже приведен расчет сваи трения (висячих).

Расчет выполняется соответственно требованиям [6].

9.1.1 При анализе инженерно-геологических условий выделяем слой грунта, пригодный для опирания свай. Выбираем тип, вид и способ погружения свай (в данном курсовом проекте приняты забивные призматические железобетонные сваи, способ погружения – забивка).

9.1.2 Глубина заложения подошвы ростверка – 1,2...1,6 м.

9.1.3 Определяем длину сваи, которая зависит от инженерно-геологических условий, способа сопряжения сваи с ростверком и заглубления сваи в несущий слой. В данном случае принимаем сопряжение сваи с ростверком жесткое (300 – 350 мм), заглубление сваи в несущий слой – не менее 1 м. Тогда необходимую длину сваи можно определить по следующей зависимости:

$$L_{св} = (h_1 + h_2 + \dots + h_n) - d_p + 0,35 \text{ м} + 1 \text{ м}, \quad (9.1)$$

где h_1, h_2, h_n – мощность слоев, проходимых сваями;

d_p – глубина заложения свайного ростверка, м.

После определения $L_{св}$ следует округлить данное число до ближайшего большего целого значения.

Сечение свай следует принимать в размерах: 250 x 250, 300 x 300 или 350 x 350 мм.

9.1.4 Одиночную сваю в составе фундамента и за его пределами по несущей способности грунтов основания следует рассчитывать, исходя из условия:

$$N \leq F_d / \gamma_k, \quad (9.2)$$

где N – расчетная нагрузка, которая допускается на сваю при определении их количества в свайном фундаменте;

F_d – несущая способность сваи в зависимости от свойств грунтового основания;

γ_k – коэффициент надежности (принимается 1,4, если несущая способность сваи F_d определяется расчетом).

9.1.5 Определяем несущую способность одиночной сваи трения, предварительно разбивая грунтовую толщу по высоте свай на участки длиной не более 2,0 м (рис. 9.1):

$$F_d = \gamma_c (\gamma_c \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i), \quad (9.3)$$

где F_d – несущая способность одиночной сваи трения в кН;

γ_c – коэффициент условия работы сваи по грунту, принятый равным 1,0;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, принятый по таблице Н.2.1 [6] или В.1;

A – площадь опирания на грунт сваи, м^2 , принятая по площади поперечного сечения сваи брутто, или по площади сваи-оболочки нетто;

u – внешний периметр поперечного сечения сваи, м;

γ_{cr} и γ_{cf} – коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и по боковой поверхности сваи, которые учитывают влияние способа погружения сваи на расчетное сопротивление грунта принимаются по таблице Н.2.3 [6] или В. 3;

f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания по боковой поверхности сваи, кПа, которое определяется по формуле (9.2), для предварительных расчетов допускается принимать по таблице Н.2.2 [6] или В.2;

h_i – толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м;

$$f_i = \sigma_{zg,i} \frac{v_i}{1 - v_i} \operatorname{tg} \varphi_{II,i} + c_{II,i}, \quad (9.4)$$

где $\sigma_{zg,i}$ – напряжения от собственного веса грунта в середине i -го расчетного слоя грунтового основания;

v_i – коэффициент Пуассона грунта посредине i -го расчетного слоя грунтового основания, равный 0,21...0,29 – для песков, 0,3...0,37 – для супесей и суглинков и 0,4 – для глин.

Расчет свай в условиях просадочных грунтов, когда отсутствует просадка от собственного веса грунта должен учитывать, что при полном водонасыщении грунта его расчетные характеристики следует принимать при показателе текучести, определяемом по формуле:

$$I_L = \frac{0,9 \cdot e \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_s} - w_p}{w_L - w_p}, \quad (9.5)$$

где e – коэффициент пористости грунта природной плотности,

γ_w – удельный вес воды, $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$;

γ_s – удельный вес частиц грунта, кН/м^3 ;

w_L, w_p – влажность на границе текучести и раскатывания соответственно.

При $I_L < 0,4$ следует принимать $I_L = 0,4$.

При $I_L > 1$ сопротивление по боковой поверхности не учитывается.

9.1.6 Определяем необходимое количество свай в кусте:

$$n = N_d / F_d. \quad (9.6)$$

9.1.7 Конструируем ростверк, учитывая, что расстояние между осями свай принимается $(3...6)d$, а расстояние от края ростверка до оси крайней сваи – d , где d – сторона сваи. Высоту ростверка принимаем в пределах 500...600 мм.

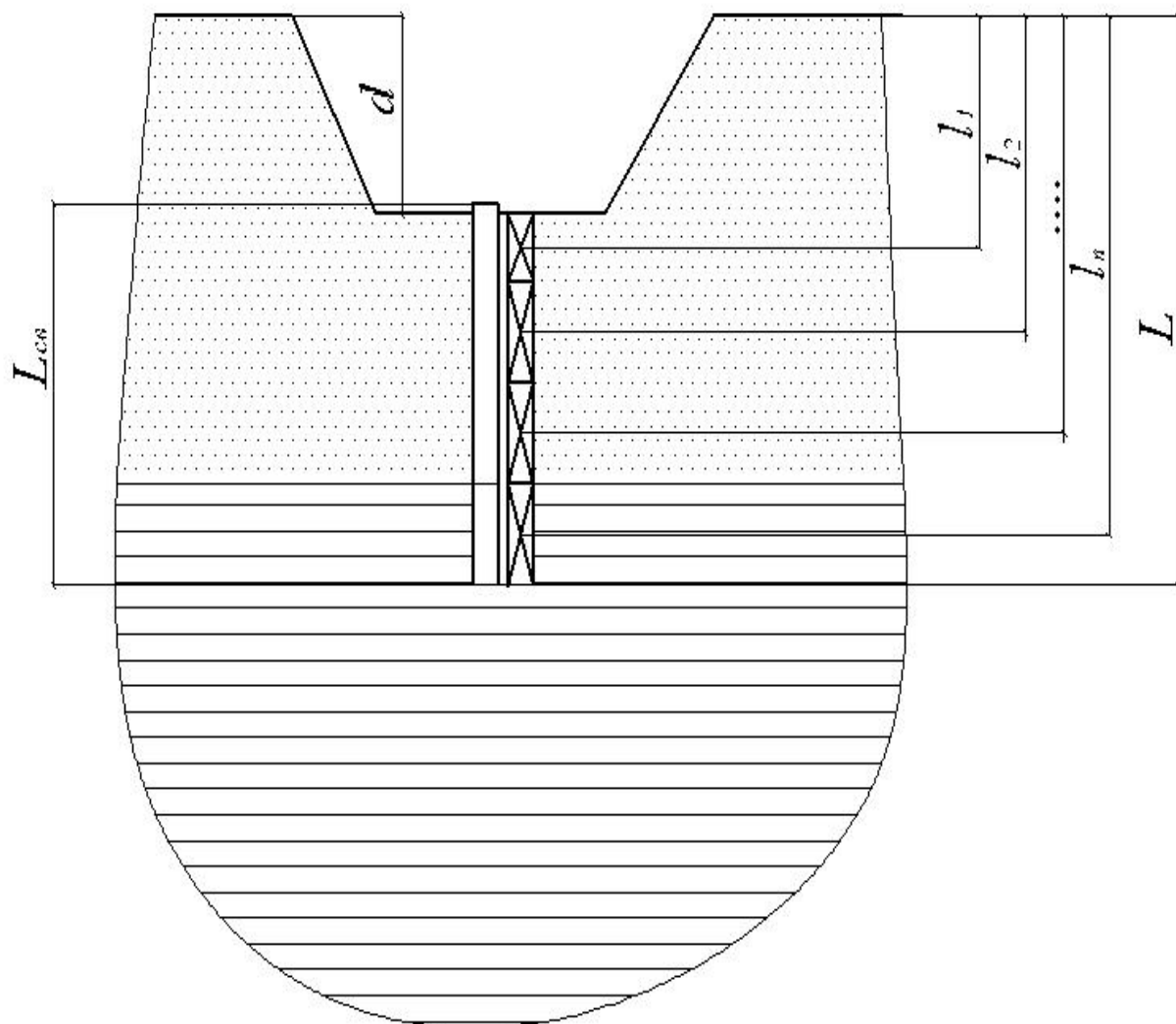
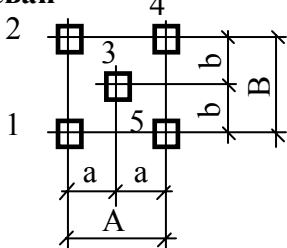
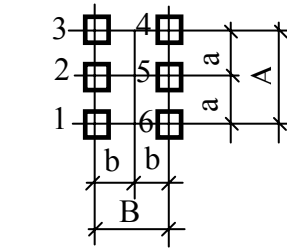
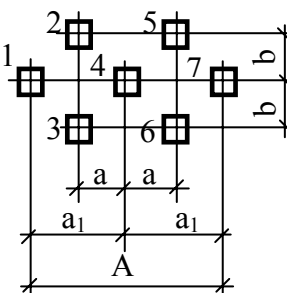
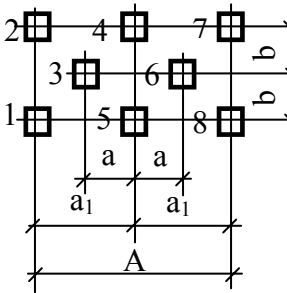
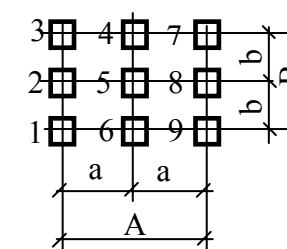


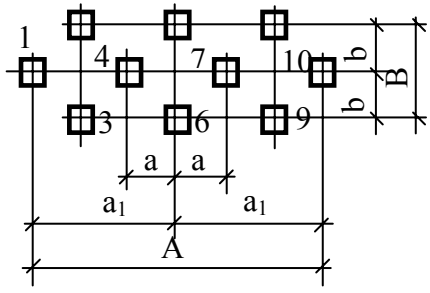
Рисунок 9.1 – Расчетная схема взаимодействия сваи с грунтом

Таблица 9.1 – Параметры типовых свайных групп (кустов) из забивных свай для промышленных сооружений

Типовая схема свайного куста	Размер сечения сваи, мм	Размеры, мм				
		a	a ₁	A	b	B
1	2	3	4	5	6	7
4 сваи 	300x300	450		900	450	900
		600		1200		
		650		1300		
		800		1600		
	350x350	600		1200	450	900
		750		1500		
		1050		2100		
		600		1200	600	1200
		760		1500		

Продолжение таблицы 9.1

1	2	3	4	5	6	7
5 свай 	300x300	650		1300	650	1300
		800		1600	450	900
		950		1900		
		1100		2200		
	350x350	1075		2150	625	1250
		1255		2450	625	1250
6 свай 	300x300	900		1800	450	900
		1100		2200		
		1250		2500		
	350x350	1050		2100	600	1200
		1200		2400		
7 свай 	300x300	475	950	1900	800	1600
		625	1250	2500	650	1300
	350x350	525	1050	2100	900	1800
		675	1350	2700		
8 свай 	300x300	475	950	1900	800	1600
		625	1250	2500	650	1300
	350x350	525	1050	2100	900	1800
		675	1350	2700		
9 свай 	300x300	900		1800	900	1800
		1100		2200		
		1400		2800		
		1550		3100		
	350x350	1050		2100	1050	2100
		1225		2450		
		1375		2750		
		1650		3300		

1	2	3	4	5	6	7
10 свай 	300x300	450	1350	2700	900	1800
		500	1500	3000		
	350x350	550	1650	3300	900	1800
		600	1800	3600		

9.1.8 Так как на свайный фундамент действует не только продольная сила, но и изгибающий момент, необходимо проверить величину нагрузки, которая приходится на крайнюю сваю с учетом действия изгибающего момента.

Величина этой нагрузки определяется по формуле:

$$N = \frac{N_d}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x_i^2}, \quad (9.7)$$

где N_d – расчетная сжимающая сила, кН, в которую входят: вертикальная нагрузка от вышележащих конструкций, вес ростверка, вес грунта на его обрезах и вес свай;

n – количество свай в фундаменте, шт;

x_i, y_i – расстояние от главных осей до оси каждой сваи, м;

M_x, M_y – расчетные изгибающие моменты, кНм, относительно главных центральных осей x и y , плана свай в плоскости подошвы фундамента;

x, y – расстояние от главных осей до оси каждой сваи, для которой вычисляется расчетная нагрузка, м.

Так как нагрузка на крайнюю сваю определяется с учетом действия момента, расчетную нагрузку принимают равную $1,2N$ (учитывается кратковременность действия момента).

9.1.9 Выполняем проверку:

$$N_{\max} \leq \frac{1,2F_d}{\gamma_k}. \quad (9.8)$$

9.3 Расчет свайных фундаментов по деформациям

Данный расчет выполняется как для условного фундамента на естественном основании.

9.3.1 Определяем контуры условного фундамента (рис. 9.2). Границы условного фундамента следующие:

- снизу – ограничены плоскостью АБ;
- с боков – ограничены вертикальными плоскостями АВ и БГ, отстоящими от наружных граней крайних рядов вертикальных свай на расстоянии $htga$, но не более $2d$ в случаях, когда под нижними концами

свай залегают пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L > 0,6$;

- сверху – ограничены поверхностью планировки ВГ.

Определяем осредненное значение угла внутреннего трения грунтов, прорезываемых сваями:

$$\varphi_{II,mt} = \frac{\sum_{i=1}^n \varphi_{II,i} \cdot h_i}{\sum h_i}, \quad (9.9)$$

где h_i – толщина i -го слоя, соприкасающегося с боковой поверхностью свай.

9.3.2 Определяем осредненное значение угла внутреннего трения грунтов, градусов:

$$\alpha = \frac{\varphi_{II,mt}}{4}. \quad (9.10)$$

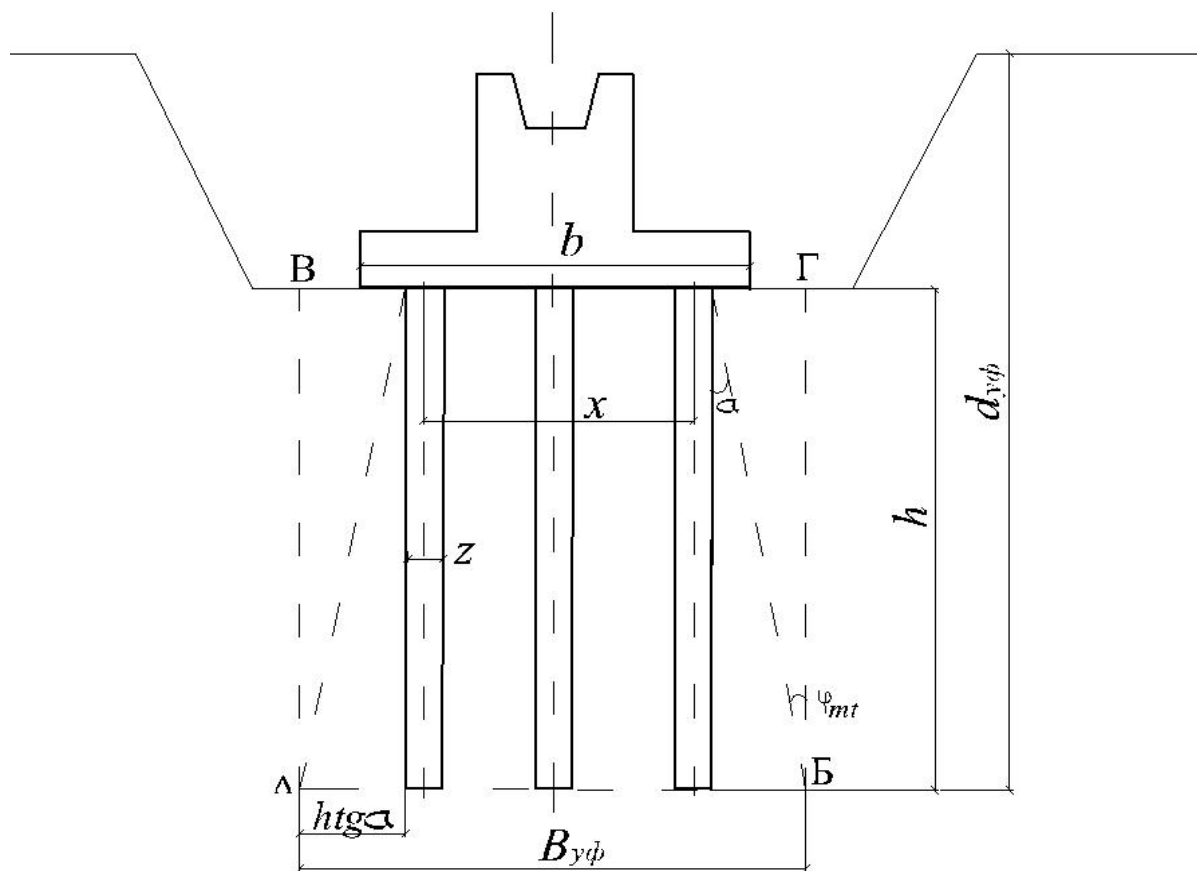


Рисунок 9.2 – Расчетная схема свайного фундамента по деформациям

9.3.3 Определяем ширину условного фундамента:

$$B_{уф} = y + z + 2 \cdot h \cdot \operatorname{tg} \alpha, \quad (9.11)$$

где y – расстояние между крайними сваями, м;

z – ширина сваи, м.

9.3.4 Определяем длину условного фундамента:

$$L_{уф} = x + z + 2 \cdot h \cdot \operatorname{tg} \alpha, \quad (9.12)$$

где x – расстояние между крайними сваями, м.

9.3.5 Определяем нормативный вес свай:

$$G_{\text{св}}^{\text{н}} = n(L_{\text{св}} \cdot G_{\text{св},1} + G_{\text{остр}}), \quad (9.13)$$

где n – количество свай;

$L_{\text{св}}$ – длина свай;

$G_{\text{св},1}$ – вес 1 м свай, кН;

$G_{\text{остр}}$ – вес острия свай, кН.

9.3.6 Определяем нормативный вес грунта в объеме АБВГ, кН:

$$G_{\text{гр.уф.}}^{\text{н}} = B_{\text{уф}} \cdot L_{\text{уф}} \sum \gamma_i h_i. \quad (9.14)$$

9.3.7 Определяем среднее давление под подошвой условного фундамента, кПа:

$$p'' = \frac{N^{\text{н}} + G_{\text{р}}^{\text{н}} \cdot 1,1 + G_{\text{св}}^{\text{н}} + G_{\text{гр}}^{\text{н}}}{B_{\text{уф}} \cdot L_{\text{уф}}}, \quad (9.15)$$

где $N^{\text{н}}$ – нормативная вертикальная нагрузка на сваю, кН;

$G_{\text{р}}^{\text{н}}$ – нормативный вес ростверка, кН;

$G_{\text{св}}^{\text{н}}$ – нормативный вес свай, кН;

$G_{\text{гр}}^{\text{н}}$ – нормативный вес грунта в объеме АБВГ, кН.

9.3.8 Определяем расчетное сопротивление грунта основания под подошвой условного фундамента, кПа:

$$R = \frac{\gamma_{\text{с1}} \cdot \gamma_{\text{с2}}}{k} \cdot (M_{\gamma} \cdot B_{\text{уф}} \cdot \gamma_{\text{II}} + M_q \cdot d_{\text{уф}} \cdot \gamma'_{\text{II}} + M_c \cdot c_{\text{II}}). \quad (9.16)$$

9.3.9 Проверяем основное условие при расчете свайного фундамента по второй группе предельных состояний:

$$p_{\text{II}} < R. \quad (9.17)$$

9.3.10 Выполняем расчет осадки свайного фундамента.

Осадка свайного фундамент выполняется по формуле (4.11) аналогично расчету осадки фундамента на естественном основании (рис. 9.3).

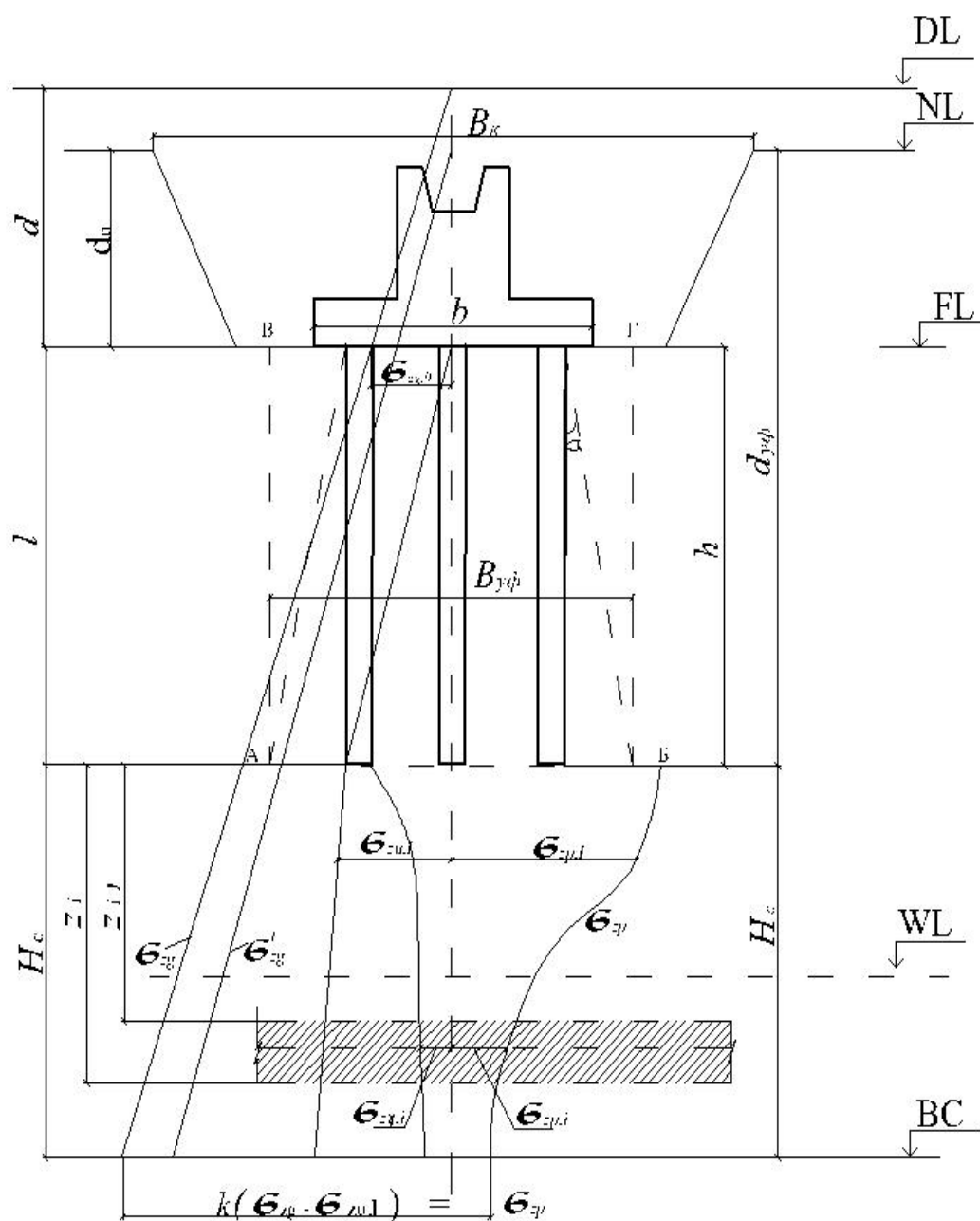


Рисунок 9.3 – Схема распределения вертикальных напряжений в основании свайного фундамента согласно модели линейно - деформированного полупространства для расчета по схеме условного фундамента:

$B_{уф}$ – ширина (диаметр) условного фундамента на отметке пяты сваи длиной l , образованного под углом $\varphi/4$ от подошвы ростверка; $\sigma_{z,ul}$ – напряжения от собственного веса грунта на отметке условного фундамента, начиная от подошвы ростверка; другие обозначения согласно рисунку 4.2

10 ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОЕ СРАВНЕНИЕ ВАРИАНТОВ ФУНДАМЕНТОВ

Как уже было сказано выше, фундаментостроение является одной из наиболее трудозатратных и материалоемких отраслей строительства. В условиях рыночной экономики вопрос выбора оптимальных решений при проектировании оснований и фундаментов, а следовательно, снижения стоимости их устройства, является особенно актуальным.

Разработка оптимального проекта оснований и фундаментов возможна на основе технико-экономического анализа рассматриваемых вариантов, при этом критериями сравнения могут быть: **сметная стоимость, трудозатраты и продолжительность работ.**

Вариантное проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений является сложной многофакторной задачей. Многообразие климатических и инженерно-геологических условий реальных грунтовых площадок будущего строительства, различные конструктивные особенности зданий и сооружений приводят к необходимости индивидуального подхода к проектированию фундамента каждого сооружения на каждой новой строительной площадке.

Дополнительным усложнением задачи оптимального проектирования является необходимость рассмотрения широкого спектра конструктивных типов фундаментов, в первую очередь фундаментов мелкого заложения и свайных. Кроме того, в вариантное рассмотрение в ряде случаев могут быть включены искусственные основания или фундаменты глубокого заложения. Оптимальное решение находят на основе технико-экономического сопоставления вариантов.

Вариантное проектирование выполняется по этапам:

- 1) составляются эскизы всех реальных вариантов;
- 2) исключаются из рассмотрения наиболее неприемлемые из них (по способу производства работ, величинам ожидаемых неравномерностей осадок и др.);
- 3) рассчитываются отобранные варианты одного из наиболее загруженных типичных фундаментов;
- 4) производится технико-экономическое сравнение вариантов фундаментов, удовлетворяющих требованиям расчета по деформациям и устойчивости, возможности их возведения.

Для анализа показателей должна быть выбрана сопоставимая единица измерения, например 1 м^2 общей площади сооружения, один отдельный фундамент под колонну, 1 м.п. фундамента под стену и т.д.

Расценки на различные виды строительных работ по состоянию на 2014 г. приведены в таблице 10.1.

Таблица 10.1 – Техничко-экономические показатели

№ п/п	Наименование работ	Ед. изм.	Стоимость за единицу измерения, грн	Количество	Общая стоимость, грн.
1-й вариант фундаментов (на естественном основании)					
А Земляные работы					
1	Разработка глубиной до 3 м	м ³	90,00		
2	Доработка грунта вручную	м ³	100,00		
3	Обратная засыпка с по- слойным уплотнением	м ³	80,00		
Б Устройство фундаментов					
1	Устройство подготовки под фундаменты	м ³	350,00		
2	Устройство монолит- ных железобетонных фундаментов	м ³	400,00		
Итого:					
2-й вариант фундаментов (свайные)					
А Земляные работы					
1	Разработка глубиной до 3 м	м ³	90,00		
2	Обратная засыпка с по- слойным уплотнением	м ³	80,00		
Б Устройство фундаментов					
1	Погружение железобе- тонных свай	м.пог	80		
2	Устройство подготовки под ростверки	м ³	350,00		
3	Устройство монолит- ных железобетонных фундаментов	м ³	400,00		
Итого:					

ПРИЛОЖЕНИЕ А

Таблица А.1 – Наименование пылевато-глинистого грунта
по числу пластичности

Наименование пылевато-глинистого грунта	Число пластичности I_p
Супесь	$0,01 \leq I_p \leq 0,07$
Суглинок	$0,07 < I_p \leq 0,17$
Глина	$I_p > 0,17$

При $I_p < 0,01$ грунт следует относить к песчаным грунтам.

Таблица А.2 – Разновидности пылевато-глинистых грунтов по I_L

Разновидности пылевато-глинистых грунтов	Показатель текучести I_L
Супеси:	
Твердые	$I_L < 0$
Пластичные	$0 \leq I_L \leq 1$
Текучие	$I_L > 1$
Суглинки и глины:	
Твердые	$I_L < 0$
Полутвердые	$0 \leq I_L \leq 0,25$
Тугопластичные	$0,25 < I_L \leq 0,5$
Мягкопластичные	$0,5 < I_L \leq 0,75$
Текучепластичные	$0,75 < I_L \leq 1$
Текучие	$I_L > 1$

Таблица А.3 – Плотность сложения песков

Наименование песчаного грунта	Плотность сложения		
	плотные	средней плотности	рыхлые
Гравелистые, крупные и средней крупности	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,70$	$e > 0,70$
Мелкие	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пылеватые	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,80$	$e > 0,80$

Таблица А.4 – Наименование песчаного грунта по степени влажности

Характеристика грунтов	Степень влажности S_r
Маловлажные	$S_r \leq 0,5$
Влажные	$0,5 < S_r \leq 0,8$
Насыщенные водой	$0,8 < S_r \leq 1,0$

ПРИЛОЖЕНИЕ Б

Таблица Б.1 – Расчетные сопротивления R_0 песчаных грунтов

Пески	Значения R_0 , кПа (кгс/см ²), в зависимости от плотности сложения песков	
	плотные	средней плотности
Крупные	600(6)	500(5)
Средней крупности	500(5)	400(4)
Мелкие:		
- маловлажные	400(4)	300(3)
- влажные и насыщенные водой	300(3)	200(2,0)
Пылеватые:		
- маловлажные	300(3)	250(2,5)
- влажные	200(2)	150(1,5)
- насыщенные водой	150(1,5)	100(1)

Таблица Б.2 – Расчетные сопротивления R_0 пылевато-глинистых (непросадочных) грунтов

Пылевато-глинистые грунты	Коэффициент пористости e	Значения R_0 , кПа (кгс/см ²), при показателе текучести грунта	
		$I_L = 0$	$I_L = 1$
Супеси	0,5	300(3)	300(3)
	0,7	250(2,5)	200(2)
Суглинки	0,5	300(3)	250(2,5)
	0,7	250(2,5)	180(1,8)
	1,0	200(2)	100(1)
Глины	0,5	600(6)	400(4)
	0,6	500(5)	300(3)
	0,8	300(3)	200(2)
	1,1	250(2,5)	100(1)

Таблица Б.3 – Расчетные сопротивления R_0 просадочных грунтов

Грунты	R_0 , кПа (кгс/см ²), грунтов			
	природного сложения с плотностью в сухом состоянии ρ_d , т/м ³		уплотненных с плотностью в сухом состоянии ρ_d , т/м ³	
	1,35	1,55	1,60	1,70
Супеси	$\frac{300(3)}{150(1,5)}$	$\frac{350(3,5)}{180(1,8)}$	200(2)	250(2,5)
Суглинки	$\frac{350(3,5)}{180(1,8)}$	$\frac{400(4)}{200(2)}$	250(2,5)	300(3)

Примечание. В числителе приведены значения R_0 , относящейся к незамоченным просадочным грунтам со степенью влажности $S_r \leq 0,5$; в знаменателе – значения R_0 , относящиеся к таким же грунтам с $S_r \geq 0,8$, а также к замоченным просадочным грунтам.

Таблица Б.4 – Коэффициенты условий работы

Грунты	Коэффициент γ_{c1}	Коэффициент γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к высоте L/H , равном	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые:			
- маловлажные и влажные,	1,25	1,0	1,2
- насыщенные водой	1,1	1,0	1,2
Глинистые, а также крупнообломочные с глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
То же самое при $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
То же самое при $I_L > 0,5$	1,0	1,0	1,0

Примечания:

1. К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относятся сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформации оснований, в том числе за счет мероприятий, указанных в дополнении К [4].
2. Для зданий с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента γ_{c2} принимается равным единице.
3. При промежуточных значениях L/H коэффициент γ_{c2} определяется по интерполяции.
4. Для рыхлых песков γ_{c1} и γ_{c2} принимают равным 1.

Таблица Б.5 – Коэффициенты M_γ , M_q , M_c

Угол внутреннего трения φ_{II} , град.	Коэффициенты			Угол внутреннего трения φ_{II} , град.	Коэффициенты		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
0	0	1,00	3,14	23	0,69	3,65	6,24
1	0,01	1,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,18	3,41	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	27	0,91	4,64	7,14
5	0,08	1,32	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	29	1,06	5,25	7,67
7	0,12	1,47	3,82	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	31	1,24	5,95	8,24
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,76	8,88
11	0,21	1,83	4,29	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	35	1,68	7,71	9,58
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,30	4,84	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	39	2,28	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24
19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,24	5,84	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

Таблица Б.6 – Коэффициент α

ξ	Коэффициент α для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$, равным						ленточных ($\eta \geq 10$)
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

Примечания:

1. В таблице обозначено: b – ширина или диаметр фундамента, l – длина фундамента.
2. Для фундаментов, имеющих подошву в форме правильного многоугольника с площадью A , значения α принимаются как для круглых фундаментов радиусом $r = \sqrt{A/\pi}$.
3. Для промежуточных значений ξ и η коэффициент α определяется по интерполяции.

ПРИЛОЖЕНИЕ В

Таблица В.1 – Значения расчетных сопротивлений под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта

Глубина погружения нижнего конца свай, м	Расчетные сопротивления под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта R, кПа						
	песчаных грунтов средней плотности						
	гравелистых	крупных	-	средней крупности	мелких	пылеватых	-
	Глинистых грунтов при показателе текучести I_L						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	6600 / 4000	3000	3100 / 2000	2000 / 1200	1100	600
4	8300	6800 / 5100	3800	3200 / 2500	2100 / 1600	1250	700
5	8800	7000 / 6200	4000	3400 / 2800	2200 / 2000	1300	800
7	9700	7300 / 6900	4300	3700 / 3300	2400 / 2200	1400	850
10	10500	7700 / 7300	5000	4000 / 3500	2600 / 2400	1500	900
15	11700	8200 / 7500	5600	4400 / 4000	2900	1650	100
20	12600	8500	6200	4800 / 4500	3200	1800	1100
25	13400	9000	6800	5200	3500	1950	1200
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10000	8000	6000	4100	2250	1400

Примечания:

- 1 Перед чертой даны значения R для песков, после черты – для глинистых грунтов.
- 2 Для промежуточных значений глубины погружения свай и промежуточных значений показателя I_L значения R определяют интерполяцией.

Таблица В.2 – Значения расчетных сопротивлений по боковой поверхности забивных свай и свай-оболочек

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Расчетные сопротивления по боковой поверхности забивных свай и свай-оболочек f , кПа								
	песчаных крупных и средней крупности и глинистых при $I_L=0,2$	песчаных мелких глинистых при $I_L=0,3$	песчаных пылеватых и глинистых при $I_L=0,4$	глинистых при показателе текучести I_L					
				0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7

Примечания:

- 1 При определении значения f слои грунтов следует разделять на однородные слои толщиной не более 2 м.
- 2 Таблица составлена для песчаных грунтов средней плотности.
- 3 Значения расчетного сопротивления плотных песчаных грунтов по боковой поверхности свай f следует увеличивать на 30% по сравнению со значениями, приведенными в данной таблице.

Таблица В.3 – Коэффициенты условий работы

Способы погружения забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, и виды грунтов	Коэффициенты условий работы грунта при расчете несущей способности свай	
	под нижним концом γ_{cr}	на боковой поверхности γ_{cf}
1 Погружение сплошных и полых с закрытым нижним концом свай механическими (подвесными), паровоздушными и дизельными молотами	1,0	1,0
2 Погружение забивкой и вдавливанием в предварительно пробуренные лидерные скважины с заглублением концов свай не менее 1 м ниже забоя скважины при ее диаметре:		
а) равном стороне квадратной сваи;	1,0	0,5
б) на 0,05 м менее стороны квадратной сваи;	1,0	0,6
в) на 0,15 м менее стороны квадратной или диаметра сваи круглого сечения (для опор линий электропередачи).	1,0	1,0
3 Погружение с подмывом в песчаные грунты при условии добивки свай на последнем этапе погружения без применения подмыва на 1 м и более	1,0	0,9
4 Вибропогружение свай-оболочек, вибропогружение и вибровдавливание свай в грунты:		
а) песчаные средней плотности:		
- крупные и средней крупности;	1,2	1,0
- мелкие;	1,1	1,0
- пылеватые;	1,0	1,0
б) пылевато-глинистые с показателем текучести $I_L = 0,5$:		
- супеси;	0,9	0,9
- суглинки;	0,8	0,9
- глины;	0,7	0,9
в) пылевато-глинистые с показателем текучести $I_L \leq 0$.	1,0	1,0
5 Погружение молотами любой конструкции полых железобетонных свай с открытым нижним концом:		
а) при диаметре полости сваи 0,4 м и менее;	1,0	1,0
б) то же самое от 0,4 до 0,8 м.	0,7	1,0
6 Погружение любым способом полых свай круглого сечения с закрытым нижним концом на глубину 10 м и более с последующим устройством в нижнем конце свай камуфлетного уширения в песчаных грунтах средней плотности и в пылевато-глинистых грунтах с показателем текучести $I_L \leq 0,5$ при диаметре уширения, равном:		
а) 1,0 м независимо от указанных видов грунта;	0,9	1,0
б) 1,5 м в песках и супесях;	0,8	1,0
в) 1,5 м в суглинках и глинах;	0,7	1,0
7 Погружение вдавливанием свай:		
а) в пески средней плотности крупные, средней крупности и мелкие;	1,1	1,0
б) в пески пылеватые;	1,1	0,8
в) в пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L < 0,5$;	1,1	1,0
г) то же, $I_L > 0,5$.	1,0	1,0

Примечание. Коэффициенты γ_{cr} и γ_{cf} по позиции 4 таблицы 3 для пылевато-глинистых грунтов с показателем текучести $0,5 > I_L > 0$ определяются интерполяцией.

ПРИЛОЖЕНИЕ Г

Таблица Г.1 – Расчетные площади поперечных сечений и масса арматуры

Диаметр, мм	Расчетные площади поперечного сечения, см ² , при числе стержней										Масса, кг/м
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,055
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,098
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,154
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36	0,499
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	7,85	0,617
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,578
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466
22	3,801	7,6	11,4	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	61,58	4,834
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	6,313
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	71,26	81,44	91,62	101,80	7,99
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,92	100,48	113,04	125,60	9,87

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ ИНФОРМАЦИИ

1. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. Зміною №1 ДБН В.1.2-14-2009. – [Чинний з 2012-04-01]. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2012 – 41 с.
2. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти: Підручник / М.Л. Зоценко, В.І. Коваленко, А.В. Яковлєв та ін. – Полтава : ПНТУ, 2003. – 446 с.: іл.
3. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний з 2011-06-01]. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 75 с.
4. Навантаження і впливи ДБН В. 1.2 – 2: 2006. – [Чинний з 2007-01-01]. – Київ : Мінбуд України., 2006. – 75 с.
5. Основи та фундаменти споруд ДБН В.2.1-10-2009. – [Чинний від 2009-07-01]. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. – 104 с.
6. Основи та фундаменти споруд. Зміна №1: ДБН В.2.1-10-2009. – [Чинний від 2011-07-01]. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 55 с.
7. Основания и фундаменты. Ч. 2. Основы геотехники: Учебник / [Авторы: Б.И. Далматов, В.Н. Бронин, В.Д. Карлов, Р.А. Мангушев и др.] / Под редакцией Б.И. Далматова. – Москва : Изд-во АСВ; СПбГАСУ, 2002. –392 с.
8. Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика / [Авторы: М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др.] // Под общ. ред. Е.А. Сорочана, Ю.Г. Трофименкова. – Москва : Стройиздат, 1985. – 480 с.
9. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (Пособие к СНиП 2.02.01-83). – [Утвержден от 1984-10-01]. – Москва : Стройиздат, 1986 – 215 с.
10. Пособие по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01-84 и СНиП 2.02.01-83) . – [Утвержден от 1984-12-14]. – Москва : ЦИТП Госстроя СССР. – Москва, 1989. – 112 с.
11. Руководство по проектированию оснований зданий и сооружений. – [Утверждено от 1978-01-01]. – Москва : Стройиздат, 1977 – 376 с.
12. Краны мостовые электрические однобалочные опорные ГОСТ 22045-89.– [Утвержден от 1991-01-01]. –Министерством тяжелого, энергетического и транспортного машиностроения СССР, 1991. – 31 с.

Навчальне видання

Методичні вказівки
для виконання розділу «**ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ**»
дипломного проекту

*(для студентів усіх форм навчання напряму підготовки
6.060101 – Будівництво)*

(рос. мовою)

Укладачі: **Кічаєва** Оксана Володимирівна
Спіранде Каріна Віталіївна
Табачніков Сергій Володимирович
Найдьонова Вікторія Євгеніївна

Відповідальний за випуск *О. В. Кічаєва*

За авторською редакцією

Комп'ютерне верстання *В. Є. Найдьонова*

План 2015, поз. 508М

Підп. до друку 12.05.2015
Друк на ризографі
Зам. №

Формат 60x84/16
Ум. друк. арк. 2,9
Тираж 50 пр.

Виконавець і виготовлювач:
Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова,
вул. Революції, 12, Харків, 61002
Електронна адреса: rectorat@kname.edu.ua
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:
ДК 4705 від 28.03.2014 р.